



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE
CAMINS, CANALS I PORTS DE BARCELONA



Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
(ámbito de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica)

Programa de doctorado: Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

**Análisis estructural probabilista orientado a evaluación del daño
sísmico con aplicaciones a tipologías constructivas
empleadas en Costa Rica**

Tesis Doctoral presentada por

Diego A. Hidalgo Leiva

para optar por el grado de doctor por la

Universidad Politécnica de Cataluña

Director:

Dr. Luis G. Pujades

Co-Director:

Dr. José R. González Drigo

Barcelona, 2017

A mi familia.

AGRADECIMIENTOS

Primero quiero agradecer a mis profesores y compañeros que han colaborado y acompañado durante el proceso de desarrollo de este trabajo, especialmente al tutor de la tesis, el profesor Luis Pujades quien con su constante guía y supervisión me ha ayudado a dar un salto cualitativo con este trabajo y a nivel personal y profesional. A mi supervisor, el profesor José Ramón González quien han contribuido con su sabiduría a que la investigación sea objetiva y crítica, adicionalmente quisiera agradecer al profesor Alex Barbat que con sus consejos ha contribuido a mejorar el trabajo. A mi esposa y familia por su continuo apoyo y su ayuda en la revisión de numerosos documentos.

A mis compañeros y colegas, Luis Pinzón, Sergio Díaz, Miguel Mánica, Yeudy Vargas, Álvaro Ruiz, Jhon Castillo y Richard Almonte, quienes con sus comentarios y observaciones también me han ayudado como colegas, pero también como amigos.

A los compañeros del Laboratorio de Ingeniería Sísmica por su constante colaboración y su disponibilidad en todo momento. Además, por brindarme acceso a la base de datos de registros de aceleración con la que se realizó el análisis de las medidas de intensidad, donde fue fundamental el aporte de datos hecho por las siguientes instituciones:

- Guatemala: CONRED (David Monterroso), INSI/UMEH (Enrique Molina) y a Juan Pablo Ligorria
- El Salvador: SNET (Douglas Hernandez), UCA (Reynaldo Zelaya)
- Nicaragua: INETER (Emilio Talavera)
- Costa Rica: LIS (Aaron Moya y Victor Schmidt), ICE
- Panamá: UPA (Eduardo Camacho)

Quiero brindar un agradecimiento especial a la Universidad de Costa Rica y al personal de la Oficina de Asuntos Internacionales y Cooperación Exterior (OAICE), quienes me han brindado la beca parcial durante los cuatro años de este doctorado. De igual manera, quiero agradecer al CONICIT-MICITT por la beca complementaria que me han brindado durante estos años.

A la Universidad Politécnica de Cataluña y todos sus funcionarios por toda la ayuda y todos los recursos que me han facilitado para poder ejecutar esta tesis que hoy culmina.

Esta tesis se ha realizado también en el marco de los proyectos de referencia CGL2011-23621 y CGL2015-65913-P, financiados por el Ministerio de Economía y Competitividad (MINECO) del Gobierno de España y por el Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER) de la Unión Europea (UE).

RESUMEN

La evaluación del daño sísmico en las estructuras, es una tarea que debe buscar la implementación de nuevas teorías, herramientas y procedimientos para reducir la incertidumbre asociada a la determinación de la respuesta estructural esperada. Dicha respuesta se ve afectada tanto por la amenaza y las condiciones en que ésta es caracterizada, como por los modelos numéricos empleados para caracterizar el comportamiento del material, de los elementos, así como su interacción.

En la presente tesis doctoral se realizan aportes novedosos en pro de mejorar el conocimiento de la amenaza sísmica en la zona centroamericana, con especial énfasis en Costa Rica. Para esto se utiliza una base de datos de acelerogramas con más de 3000 registros provenientes de más de 1000 eventos sísmicos. Además de caracterizar la base de datos y sus principales peculiaridades de interés para el análisis estructural, se determinan nuevas medidas de intensidad sísmica, las cuales consideran la independencia del registro con respecto a la orientación del acelerómetro, permitiendo determinar valores medianos y máximos en la amenaza, definida mediante espectros de respuesta 5% amortiguada.

Se propone también una nueva técnica para determinar la amenaza máxima independiente de la orientación del sensor, que reduce significativamente el tiempo de cálculo requerido, ampliando sus posibilidades de aplicación. Por otra parte, se aplican métodos de ajuste espectral que permiten ajustar un conjunto de registros de forma que sean compatibles con los espectros de diseño previstos para Costa Rica y puedan así ser usados en el análisis estructural.

Para el análisis estructural, se han seleccionado dos tipologías constructivas de uso común en Costa Rica: tipo Muro y tipo Dual. La estructura tipo Muro es representativa de una vivienda unifamiliar de dos niveles que emplea mampostería de bloques de concreto, reforzada de manera integral. Por otro lado, la estructura tipo Dual corresponde a un edificio de 18 niveles, de uso residencial, que emplea el concreto reforzado combinando muros de carga y pórticos resistentes. Ambas estructuras fueron diseñadas bajo las directrices de la normativa vigente y toman, como base, estructuras existentes que fueron proyectadas por el autor de esta tesis.

Para evaluar el daño esperado en las estructuras, se comparan los resultados obtenidos mediante los métodos basados en la curva de capacidad (obtenida de un análisis estático no lineal) con los resultados del índice de daño de Park y Ang (obtenida con un análisis dinámico no lineal incremental). Las evaluaciones realizadas reflejan un comportamiento adecuado de ambas estructuras bajo los criterios de desempeño establecidos en la norma de diseño.

Los análisis estructurales son realizados para un caso determinista (con condiciones características) y para diversos casos probabilistas, aplicando técnicas avanzadas para la optimización del muestreo de las variables. Se obtienen entonces curvas de capacidad, curvas de fragilidad, curvas de daño dinámicas y correlaciones entre

los parámetros de la acción sísmica y el desplazamiento, para los percentiles 5, 50 y 95. En general, los resultados del caso determinista se acercan al resultado del percentil 50, sobre todo en el rango lineal de la respuesta estructural.

Se emplea un modelo para parametrizar las curvas de capacidad que emplea 5 parámetros. Con este método fue posible obtener un excelente ajuste entre la curva real y la modelada. Para el caso de la estructura tipo Muro, se aplicó además un ajuste a tramos, el cual brinda mejores resultados.

Finalmente, se hace uso de un modelo de daño el cual toma como base el espectro de capacidad para ajustar la curva de daño de Park y Ang. Se propone, además, una mejora al modelo de daño inicial, que permite modelar mejor el comportamiento de estructuras frágiles.

ABSTRACT

The damage assessment of structures under seismic actions, must seek the implementation of new theories, tools and procedures that reduce the uncertainty associated to the expected structural response of a building. This response could be affected by the seismic action and the conditions in which it was characterized as well as the mathematical models used to assess the materials and elements behavior and their interaction.

In this doctoral thesis, new information about the seismic hazard of Central America with emphasis in Costa Rica is presented. For this purpose, an accelerograms data base was used. It contained more than 3000 records from more than a 1000 seismic events. This data base was characterized and important peculiarities for further structural analysis were calculated. Furthermore, new seismic orientation-independent intensity measurements were determined, allowing the estimation of median and maximum values for the 5% damped response spectrum.

Also, a novel technic to estimate the maximal orientation-independent seismic hazard is proposed. With it, the calculation time cost is considerably reduced, increasing the possibility of applicability. On the other hand, a spectral matching method is presented allowing to compatibilized the response spectrum of a group of records with the design response spectra provided for Costa Rica.

For the structural analysis two typologies of common used in Costa Rica were selected. The first one is a two floors reinforced concrete masonry dwelling. The second one corresponds to a 18 storey building with dual reinforced concrete system. Both structures were designed using the Costa Rican Seismic Code and are based on real structures design by the author of this work.

For the damage assessment, the results of methods that used the capacity curves (obtained from a static non-linear analysis) are compared with the results obtained with the Park and Ang damage index and the maximum inter story drift (based on a dynamic non-linear analysis). The evaluation reveals that the behavior of both structures concurs with the design performance criteria.

The analysis is performed with deterministic and probabilistic cases applying advanced techniques to optimize the sampling of variables. Capacity, fragility and damage curves are presented and correlated with both seismic intensity measures and displacement for the 5,50 and 95 percentiles. In general, deterministic results are closely related with percentile 50, especially in the linear structural response range.

A model to parameterize the capacity curves is used. This model takes 5 parameters into account and makes possible to obtain an excellent adjustment between the original and the fitted curves. For the masonry dwelling an adjustment by sections was applied showing enhanced results.

Finally, a damage model that takes into account the capacity spectrum to adjust the obtained damage curve with the Park and Ang Index is used. Also, an improved version of the initial damage model is proposed. This methodology shows a better adjustment, especially for structures with brittle behavior.

TABLA DE CONTENIDOS

Agradecimientos	iii
Resumen.....	v
Abstract	vii
Tabla de Contenidos	ix
Lista de Figuras	xiii
Lista de Tablas.....	xix
Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1. Motivación	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Objetivos	4
1.3.1. Objetivo General.....	4
1.3.2. Objetivos Específicos	4
1.4. Resumen de la metodología.....	6
1.4.1. Análisis de la base de datos de aceleración.....	6
1.4.2. Análisis Estructural.....	7
1.4.3. Análisis Probabilista	9
1.4.4. El daño estructural	10
1.5. Estructura de la memoria.....	11
Capítulo 2. Análisis de la Direccionalidad.....	13
2.1. Introducción	13
2.1.1. Antecedentes	14
2.1.2. Planteamiento del Problema	15
2.1.3. Estructura del Capítulo.....	16
2.2. Conceptos Básicos	16
2.2.1. Acelerogramas: dominio del tiempo y de la frecuencia	17
2.2.2. Duración del Sismo	19
2.2.3. Espectros de Respuesta	21
2.2.4. Parámetros de respuesta mediana y máxima: Efecto de Direccionalidad.....	23
2.3. La media geométrica.....	25
2.3.1. El problema de la orientación del sensor.....	25

2.4.	Respuesta unidireccional.....	29
2.4.1.	Medidas dependientes del periodo (RotDpp).....	30
2.4.2.	Medidas independientes del periodo (Rotlpp)	31
2.5.	La Raíz de la suma de los cuadrados o Composición Vectorial.....	32
2.5.1.	Análisis vectorial de la señal sísmica.....	32
2.5.2.	Comparación con $Sa_{RotD100}$	34
2.6.	Aplicación a la zona de estudio	35
2.6.1.	La base de datos	36
2.6.2.	Análisis Estadístico de las Base de Datos	38
2.6.3.	Análisis Espectral	45
2.7.	Resumen y Conclusión.....	53
Capítulo 3.	Selección de registros para análisis estructural.....	55
3.1.	Introducción.....	55
3.2.	Espectro Objetivo.....	56
3.3.	Ajustes de los registros sísmicos	56
3.4.	Rango de periodos de interés	57
3.5.	Método	57
3.6.	Registros seleccionados.....	61
3.7.	Resumen y Conclusión.....	62
Capítulo 4.	Estructuras Tipo Muro de Mampostería Integral de Concreto Reforzado (VUM): Análisis Determinista. 65	
4.1.	Introducción.....	65
4.1.1.	Antecedentes	66
4.1.2.	Planteamiento del Problema.....	67
4.1.3.	Estructura del Capítulo.....	67
4.2.	El modelo	67
4.2.1.	Pruebas a Escala Natural.....	68
4.2.2.	Calibración del Modelo de Histéresis.....	73
4.2.3.	Vivienda Unifamiliar Modelo (VUM)	75
4.2.4.	Calibración del Índice de Park y Ang.....	79
4.3.	Análisis Determinista.....	81
4.3.1.	Análisis No Lineal Estático (ANLE).....	81
4.3.2.	Análisis No Lineal Dinámico (ANLD).....	88
4.4.	Resumen y Conclusión.....	97
Capítulo 5.	Estructuras Tipo Muro de Mampostería Integral de Concreto Reforzado (VUM): Análisis Probabilista ..99	

5.1. Introducción	99
5.2. Variables aleatorias: Caracterización	99
5.2.1. Función de máxima verosimilitud	100
5.2.2. Distribución de probabilidad truncada.....	101
5.2.3. Las variables aleatorias.....	102
5.2.4. Correlación entre las variables aleatorias	106
5.3. Variables aleatorias: Muestreo.....	108
5.4. Análisis No Lineal Estático Probabilista (<i>ANLEP</i>)	110
5.4.1. Espectros de Capacidad	111
5.4.2. Desplazamiento para el <i>PP</i>	112
5.4.3. Curvas de fragilidad medianas	113
5.5. Análisis No Lineal Dinámico Probabilista (<i>ANLDP</i>)	114
5.5.1. Curvas de daño incremental probabilistas.....	115
5.6. Resumen y Conclusión.....	117
Capítulo 6. Estructuras Tipo Dual de Concreto Reforzado (<i>EDCR</i>)	119
6.1. Introducción	119
6.1.1. Antecedentes	119
6.1.2. Planteamiento del Problema	120
6.1.3. Estructura del Capítulo.....	120
6.2. Modelo de análisis.....	121
6.2.1. Elementos en Flexión	122
6.2.2. Elementos en Flexo-Compresión.....	125
6.2.3. Comportamiento elástico de la <i>EDCR</i>	129
6.3. Análisis Determinista.....	130
6.3.1. Análisis No Lineal Estático (<i>ANLE</i>).....	131
6.3.2. Análisis No Lineal Dinámico (<i>ANLD</i>).....	136
6.4. Análisis Probabilista.....	146
6.4.1. Variables aleatorias: Caracterización y Muestreo	146
6.4.2. Análisis No Lineal Estático (<i>ANLEP</i>)	149
6.4.3. Análisis No Lineal Dinámico (<i>ANLDP</i>)	153
6.5. Resumen y Conclusión.....	156
Capítulo 7. Modelo paramétrico y modelo de daño.....	159
7.1. Introducción	159

7.1.1.	Antecedentes	160
7.1.2.	Planteamiento del Problema	160
7.1.3.	Estructura del Capítulo	160
7.2.	Capacidad	161
7.2.1.	Breve revisión del modelo paramétrico	161
7.2.2.	Caso Determinista	163
7.2.3.	Caso Probabilista	167
7.3.	Modelos de daño	170
7.3.1.	Modelo básico	170
7.3.2.	Modelo mejorado	175
7.3.3.	Comparación y discusión	179
7.4.	Resumen y Conclusiones	179
Capítulo 8.	Resumen, Conclusiones y Líneas futuras de investigación	181
8.1.	Introducción	181
8.2.	Resumen	182
8.2.1.	La acción sísmica	182
8.2.2.	La mampostería reforzada	187
8.2.3.	El daño	188
8.2.4.	El modelo paramétrico	191
8.2.5.	Los modelos de daño	192
8.3.	Conclusiones	193
8.3.1.	La acción sísmica	193
8.3.2.	Las estructuras	194
8.3.3.	El modelo paramétrico	195
8.3.4.	El modelo de daño	196
8.4.	Líneas futuras de Investigación	196
8.4.1.	La acción sísmica	197
8.4.2.	Las estructuras	197
8.4.3.	El modelo paramétrico	198
8.4.4.	El modelo de daño	198
	Referencias	199

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2-1 ACELEROGRAMAS DE LAS COMPONENTES HORIZONTALES (N00E Y N90E) Y VERTICAL (UPDO) DEL SISMO DE SÁMARA DEL 5 DE SETIEMBRE DEL 2012, REGISTRADO EN LA ESTACIÓN GNSR.....	18
FIGURA 2-2. ESPECTRO DE AMPLITUD Y DE FASE DE FOURIER PARA EL SISMO DE SÁMARA DEL 5 DE SETIEMBRE DEL 2012 DIRECCIÓN N00E, REGISTRADO EN LA ESTACIÓN GNSR.	19
FIGURA 2-3. EJEMPLO DE RECORTE DEL INICIO DE LA SEÑALES PARA: (A) REGISTROS CON GRAN CANTIDAD DE PUNTOS ANTES DE LA FASE FUERTE Y (B) REGISTROS CON POCOS PUNTOS ANTES DE LA FASE FUERTE.	21
FIGURA 2-4. SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD CON EXCITACIÓN EN LA BASE (CHOPRA, 2007).	22
FIGURA 2-5. RESPUESTA EN ACELERACIONES DE TRES OSCILADORES DE UN GRADO DE LIBERTAD PARA LA DIRECCIÓN N00E Y N90E DEL SISMO DE SÁMARA DEL 5 DE SETIEMBRE DEL 2012, REGISTRADA EN LA ESTACIÓN GNSR.	22
FIGURA 2-6. ESPECTRO DE RESPUESTA EN ACELERACIONES PARA LA DIRECCIÓN: (A) N00E Y (B) N90E, DEL SISMO DE SÁMARA DEL 5 DE SETIEMBRE DEL 2012, REGISTRADA EN LA ESTACIÓN GNSR. SE MUESTRAN TAMBIÉN LOS PERIODOS ANALIZADOS EN LA FIGURA 2-5.	23
FIGURA 2-7. ORBITA DE ACELERACIONES DEL SISMO DE SÁMARA DEL 5 DE SETIEMBRE DEL 2012 EN: (A) ESTACIÓN GNSR Y (B) ESTACIÓN GSTC.	24
FIGURA 2-8. VARIACIÓN DE LA PGA PARA LAS SEÑALES ACC ₁ Y ACC ₂ DEL SISMO DE SÁMARA DEL 5 DE SETIEMBRE DEL 2012, REGISTRADA EN LA ESTACIÓN GNSR, SEGÚN ECUACIONES 2-3 Y 2-4.	27
FIGURA 2-9. (A) ESPECTROS S _{AGM} PARA EL SISMO DE SÁMARA. (B) VARIACIÓN DE LA RESPUESTA ESPECTRAL COMO FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE ROTACIÓN PARA TRES SDOF CON PERIODOS DE 0.1, 0.5 Y 1.0 SEGUNDOS. SE SEÑALA CON UNA LÍNEA HORIZONTAL EL VALOR CORRESPONDIENTE AL PERCENTIL 50.	27
FIGURA 2-10. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA FUNCIÓN DE ERROR PARA DEFINIR EL ESPECTRO S _{AGMROTIpp} . EN LA PARTE SUPERIOR SE MUESTRA LA NORMALIZACIÓN DE LAS AMPLITUDES ESPECTRALES PARA CADA SDOF, MIENTRAS QUE EN LA PARTE INFERIOR SE MUESTRA LA FUNCIÓN ERROR, EN (A) PARA EL PERCENTIL 50 Y EN (B) PARA EL PERCENTIL 100.	29
FIGURA 2-11. COMPARACIÓN ENTRE LOS ESPECTROS DE LA GM INDEPENDIENTES DE LA ORIENTACIÓN DEL SENSOR CON DEPENDENCIA E INDEPENDENCIA DEL PERIODO PARA: (A) EL PERCENTIL 50 Y (B) EL PERCENTIL 100.	29
FIGURA 2-12. (A) ESPECTROS UNIDIRECCIONALES PARA EL SISMO DE SÁMARA. (B) VARIACIÓN DE LA RESPUESTA ESPECTRAL COMO FUNCIÓN DEL ÁNGULO DE ROTACIÓN PARA TRES SDOF CON PERIODOS DE 0.1, 0.5 Y 1.0 SEGUNDOS. SE SEÑALA CON UNA LÍNEA HORIZONTAL EL VALOR CORRESPONDIENTE CON EL PERCENTIL 50.	31
FIGURA 2-13. COMPARACIÓN ENTRE LOS ESPECTROS UNIDIRECCIONALES INDEPENDIENTES DE LA ORIENTACIÓN DEL SENSOR CON DEPENDENCIA E INDEPENDENCIA DEL PERIODO PARA: (A) EL PERCENTIL 50 Y (B) EL PERCENTIL 100.	32
FIGURA 2-14. RESPUESTA ESPECTRAL PARA UN SDOF CON T=1 SEGUNDO (A) HISTORIAL TEMPORALES EN LAS DIRECCIONES ORTOGONALES Y SU COMBINACIÓN VECTORIAL (B) ÓRBITA DE ACELERACIONES QUE COMBINA EL MÓDULO Y LA DIRECCIÓN DE LA COMBINACIÓN VECTORIAL..	34
FIGURA 2-15. A) COMPARACIÓN ENTRE S _{ARSS} , S _{AROTD100} Y S _{AROT100} B) PORCENTAJE DE DIFERENCIA ENTRE S _{ARSS} Y S _{AROTD100} RESPECTO AL PRIMERO, TODO PARA EL SISMO DE SÁMARA DEL 5 DE SETIEMBRE DEL 2012 EN LA ESTACIÓN GNSR.	35
FIGURA 2-16. UBICACIÓN DE ESTACIONES ACEREOGRÁFICAS DE LA BASE DE DATOS DE CENTRO AMÉRICA.	36
FIGURA 2-17. DEFINICIÓN DE DISTANCIA EPICENTRAL DE ACUERDO A CRITERIO DE JOYNER Y BOORE (1981), TOMADO DE WEATHERILL AND BURTON (2010).	42

FIGURA 2-18. UBICACIÓN DE EPICENTROS PARA SISMOS DE LA DB-01 CON MAGNITUD MAYOR O IGUAL A 5.5.	44
FIGURA 2-19. COMPARACIÓN DE LAS DISTRIBUCIONES DE S_{AGMAR} Y SU LOGARITMO NATURAL PARA $T=1.25$ SEGUNDOS PARA LOS ARCHIVOS DE LA DB-01.	46
FIGURA 2-20. A) ESPECTROS DE RESPUESTA S_{AGMAR} Y SU VALOR MEDIO B) ESPECTROS DE RESPUESTA S_{AGMAR} NORMALIZADOS AL VALOR DE PGA Y SU VALOR MEDIO. AMBAS FIGURAS PARA LA DB-01.	47
FIGURA 2-21. (A) VALORES MEDIOS DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA $S_{AGMRotD50}$, $S_{AGMRotD100}$, $S_{AGMRot150}$, $S_{AGMRot100}$ Y S_{AGMAR} Y (B) DIFERENCIAS ENTRE LOS VALORES MEDIOS DE $S_{AGMRotD50}$, $S_{AGMRotD100}$, $S_{AGMRot150}$, $S_{AGMRot100}$ Y S_{AGMAR} . AMBAS FIGURAS CORRESPONDEN A LA BASE DE DATOS DB-01.	48
FIGURA 2-22. (A) COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA MEDIA DE IM BASADOS EN ESPECTROS UNIDIRECCIONALES EN TÉRMINOS ABSOLUTOS Y (B) DIFERENCIAS CON RESPECTO A S_{AGMAR} (DERECHA). AMBAS FIGURAS CORRESPONDEN A LA BASE DE DATOS DB-01.	49
FIGURA 2-23. (A) RELACIONES ENTRE ESPECTROS QUE EMPLEAN LA GM Y (B) DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE CADA MEDIDA, TODO PARA LA DB-01.	50
FIGURA 2-24. (A) RELACIONES ENTRE MEDIDAS DE ESPECTROS UNIDIRECCIONALES RESPECTO A S_{AGMAR} Y (B) DESVIACIÓN ESTÁNDAR PARA CADA MEDIDA, TODO PARA LA DB-01.	51
FIGURA 2-25. COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS PARA 3 RELACIONES DE MEDIDAS DE INTENSIDAD RESPECTO A S_{AGMAR} , PARA: (A) DB-01 Y (B) DB-02.	52
FIGURA 2-26 COMPARACIÓN DE RELACIONES DE LA RESPUESTA MÁXIMA UNIDIRECCIONAL RESPECTO A $GMROT150$, COMPARANDO CON RESULTADOS DE DIFERENTES INVESTIGACIONES.....	53
FIGURA 3-1. COMPARACIÓN DE LAS MATRICES DE CORRELACIÓN LINEAL PARA EL CASO: (A) SEÑALES SINUSOIDALES Y (B) ESTUDIO DE BAKER Y JAYARAM (2008).	59
FIGURA 3-2. ESPECTROS AJUSTADOS CON AJUSTE TIPO 1 PARA: A) ESTRUCTURA DE PERIODO BAJO Y B) ESTRUCTURA PERIODO ALTO.	60
FIGURA 3-3. ESPECTROS EN ACELERACIÓN DE LAS COMPONENTES HORIZONTALES DE LOS SISMOS SELECCIONADOS CON AJUSTE TIPO 2 PARA: A) LA ESTRUCTURA DE PERIODO BAJO Y B) LA ESTRUCTURA DE PERIODO ALTO.	60
FIGURA 3-4. COMPARACIÓN DE DESVIACIONES ESTÁNDAR ENTRE AJUSTES TIPO 1 Y TIPO 2 PARA: A) ESTRUCTURA DE PERIODO BAJO Y B) ESTRUCTURA DE PERIODO ALTO.	61
FIGURA 4-1 EJEMPLO DE DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO Y BLOQUES DE CONCRETO EN MAMPOSTERÍA REFORZADA (ACUÑA, 2014).	69
FIGURA 4-2 ESQUEMA DEL MONTAJE GENERAL DE LAS PRUEBAS.	70
FIGURA 4-3. PATRÓN DE CARGA APLICADA EN LAS PRUEBAS	71
FIGURA 4-4. DIAGRAMAS FUERZA-DESPLAZAMIENTO PARA: (A) WA01-BJ-NO, (B) WA02-BJ-MH, (C) WA03-BB-MH, (D) WA-04-BJ-MO, (E) WA05-BJ-MO, (F) WA06-BB-MO, (G) WA07-BB-MO, (H) COMPARACIÓN ENTRE CURVAS ENVOLVENTES PARA TODAS LAS PAREDES PROBADAS.	72
FIGURA 4-5. DESCRIPCIÓN GRÁFICA DE LA LEY DE HISTÉRESIS DE STEWART (1987) (VER EXPLICACIÓN EN EL TEXTO).....	73
FIGURA 4-6. COMPARACIÓN ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y LA REGLA DE HISTÉRESIS DE STEWART (1987) PARA: (A) WA02-BJ-HO AND (B) WA04-BJ-MO.	74
FIGURA 4-7. ESQUEMA DE SISTEMA DE ENTREPISO CON VIGUETAS PREFABRICADAS DE CONCRETO REFORZADO (PRODUCTOS DE CONCRETO, 2016).	76
FIGURA 4-8. EJEMPLO DE TENSORES EN TECHO CON ESTRUCTURA METÁLICA PARA RIGIDIZACIÓN A NIVEL DE CORONA.	76
FIGURA 4-9. PLANTA ESTRUCTURAL DE PRIMER NIVEL DE LA VUM.....	77

FIGURA 4-10. CURVA ANALÍTICA DE HISTÉRESIS DE PARED P-1 DE LA VUM: A) ENVOLVENTE NEGATIVA Y POSITIVA CON LÍMITE DE DESPLAZAMIENTO ÚLTIMO A 0.8 F _{MAX} , B) ENVOLVENTE AJUSTADA A DESPLAZAMIENTO ÚLTIMO Y APROXIMACIÓN BI-LINEAL.	80
FIGURA 4-11. CURVAS Y ESPECTROS DE CAPACIDAD DE LA VUM EN LAS DOS DIRECCIONES PRINCIPALES Y SUS CORRESPONDIENTES FORMAS BI-LINEALES.	82
FIGURA 4-12. ESPECTRO DE RESPUESTA S _A -S _D PARA ZONA SÍSMICA III Y SUELO TIPO 3 DE ACUERDO CON EL CSCR-10 (CFIA, 2011), PARA DUCTILIDADES CONSTANTES DE 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 5.0, 8.0 Y 10.	83
FIGURA 4-13. PP Y DUCTILIDAD EN EL PP PARA LA VUM Y ESPECTRO DE DISEÑO EN ZONA III Y SUELO S3 DEL CSCR-10 (CFIA, 2011), PARA: (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	84
FIGURA 4-14. PP Y DUCTILIDAD EN PP PARA ESTRUCTURA VUM Y ESPECTRO DE DISEÑO EN ZONA IV Y SUELO S3 DEL CSCR-10 (CFIA, 2011), PARA: (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	85
FIGURA 4-15. CURVAS DE FRAGILIDAD EN FUNCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL PARA LAS DOS DIRECCIONES DE ANÁLISIS Y EL DESPLAZAMIENTO EN EL PP, PARA: (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	87
FIGURA 4-16. CAMBIO DE VARIABLE PARA CURVAS DE DAÑO MEDIO A) RELACIÓN ENTRE DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL Y PGA B) CURVA DE DAÑO MEDIO CONTRA PGA.	88
FIGURA 4-17. REGISTROS DE ACCELERACIÓN DE LAS TRES SEÑALES A EMPLEAR PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO DETERMINISTA DE LA VUM, EN (A) DIRECCIÓN N90E Y (B) DIRECCIÓN N00E.	90
FIGURA 4-18. ESPECTROS DE RESPUESTA NORMALIZADOS DE LOS SISMOS SELECCIONADOS Y DE LA NORMA DE DISEÑO CON PERIODOS ESTRUCTURAS EN (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	90
FIGURA 4-19. MIDR DEL ANÁLISIS IDA PARA SISMOS SELECCIONADOS DE MANERA DETERMINISTA (A) EN FUNCIÓN DE LA PGA Y (B) EN FUNCIÓN DE LA PSA PARA EL PRIMER MODO.	92
FIGURA 4-20. EVOLUCIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO DE PARK Y ANG PARA IDA PARA SISMOS SELECCIONADOS DE MANERA DETERMINISTA.	93
FIGURA 4-21. ESPECTROS DE RESPUESTA NORMALIZADOS Y CON AJUSTE ESPECTRAL PARA LOS SISMOS SELECCIONADOS EN EL ANÁLISIS DETERMINISTA PARA: (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	94
FIGURA 4-22. MIDR PARA ANÁLISIS IDA AL EMPLEAR REGISTROS CON AJUSTE ESPECTRAL (AJUSTE TIPO 2).	94
FIGURA 4-23. RELACIÓN ENTRE LOS DESPLAZAMIENTO MÁXIMOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO Y EL ESTÁTICO CON LA ACCELERACIÓN DE LA DEMANDA.	95
FIGURA 4-24. COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS PARA EL PP Y EL ANÁLISIS DINÁMICO PARA (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	96
FIGURA 4-25. EVOLUCIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO DE PARK Y ANG CON SISMOS CON AJUSTE ESPECTRAL (AJUSTE TIPO 2).	97
FIGURA 5-1. EFECTO SOBRE LA FUNCIÓN DE DENSIDADES Y FUNCIÓN ACUMULATIVA DE PROBABILIDADES AL TRUNCAR POR LA IZQUIERDA.	102
FIGURA 5-2. FUNCIONES DE AJUSTE PARA LA VARIABLE R ₁	103
FIGURA 5-3. FUNCIONES DE AJUSTE PARA LA VARIABLE R ₂	103
FIGURA 5-4. FUNCIONES DE AJUSTE PARA LA VARIABLE β	104
FIGURA 5-5. FUNCIONES DE AJUSTE PARA LA VARIABLE α	104
FIGURA 5-6. FUNCIONES DE AJUSTE PARA LA VARIABLE E _m	105
FIGURA 5-7. FUNCIONES DE AJUSTE PARA LA VARIABLE F _m	105
FIGURA 5-8. FUNCIÓN EMPLEADA PARA MODELAR LA VARIACIÓN DEL FACTOR DE CORRELACIÓN ENTRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, EN FUNCIÓN DE LA DISTANCIA EUCLIDIANA DE SUS CENTROIDES.	107

FIGURA 5-9. APLICACIÓN DE MUESTREO LHS PARA DOS VARIABLES ALEATORIAS CON 10 MUESTRAS, MOSTRANDO ALTA Y BAJA CORRELACIÓN ENTRE LAS VARIABLES.....	109
FIGURA 5-10. EJEMPLO DE SIMULACIÓN CON 1000 MUESTRAS PARA f'_m Y E_m , UTILIZANDO LHS.	111
FIGURA 5-11. ESPECTROS DE CAPACIDAD PARA ANÁLISIS PROBABILISTA CON 1000 SIMULACIONES, VALORES MEDIOS Y RANGOS DE CONFIANZA. (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	112
FIGURA 5-12. CURVAS DE DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL PARA EL PP EN FUNCIÓN DE LA ACELERACIÓN PICO: (A) EN LA DIRECCIÓN X Y (B) EN LA DIRECCIÓN Y.	112
FIGURA 5-13. CURVAS DE FRAGILIDAD INDIVIDUALES Y MEDIANAS PARA LA (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	113
FIGURA 5-14. ÍNDICE DE DAÑO MEDIO PARA LAS CURVAS DE FRAGILIDAD PROBABILISTAS EN (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	114
FIGURA 5-15. MIDR DEL ANÁLISIS IDA PARA TODOS LOS CASOS ANALIZADOS Y SUS CURVAS MEDIANAS Y MÁRGENES DE CONFIANZA.	115
FIGURA 5-16. COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTO MEDIO PARA EL PP Y PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO, RESPECTO A LA VARIACIÓN EN LA ACCIÓN SÍSMICA PARA (A) LA PGA Y (B) LA ACELERACIÓN ESPECTRAL PARA EL PRIMER MODO.	116
FIGURA 5-17. RELACIÓN ENTRE LOS DESPLAZAMIENTOS PARA EL PP Y EL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ANÁLISIS DINÁMICO Y SU RELACIÓN MEDIANA PARA (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	116
FIGURA 5-18. DI DE PARK Y ANG COMO FUNCIÓN DE LA (A) PGA Y (B) LA COMBINACIÓN SRSS DE LA SA PARA EL PRIMER MODO DE LAS DOS DIRECCIONES PARA LOS CASOS PROBABILISTAS.	117
FIGURA 6-1. DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN PLANTA PARA EDCR.	121
FIGURA 6-2. SECCIÓN TRANSVERSAL DE VIGA VC-1 PARA MODELO EDCR, TODAS LAS UNIDADES EN METROS SALVO INDICACIÓN, EL DIÁMETRO DEL REFUERZO SE DA EN OCTAVOS DE PULGADA.	124
FIGURA 6-3. (A) DESCRIPCIÓN DE CURVA DE HISTÉRESIS DE TAKEDA MODIFICADO (CARR, 2003). (B) EJEMPLO DE RESPUESTA PARA VIGA VC-1. CON MODELO HISTÉRICO.	124
FIGURA 6-4. SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNAS RC-1 Y RC-2, TODAS LAS UNIDADES EN METROS SALVO INDICACIÓN, EL DIÁMETRO DEL REFUERZO SE DA EN OCTAVOS DE PULGADA.	125
FIGURA 6-5. SECCIÓN TRANSVERSAL DE MUROS MC-1, MC-2 Y MC-3, TODAS LAS UNIDADES EN METROS SALVO INDICACIÓN, EL DIÁMETRO DEL REFUERZO SE DA EN OCTAVOS DE PULGADA.	126
FIGURA 6-6. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN P-M PARA (A) RC-1 Y RC-2 (B) MC-1, MC-2 Y RC-3.	127
FIGURA 6-7. (A) DESCRIPCIÓN DE MODELO DE HISTÉRESIS DE TAKEDA REVISADO CON DEGRADACIÓN TRI-LINEAL (CARR, 2003), (B) MUESTRA DE COMPORTAMIENTO PARA MURO MC-1 CON DOS CONDICIONES DE CARGA AXIAL DISTINTAS.	128
FIGURA 6-8. MODELO SINA PARA COMPORTAMIENTO NO LINEAL EN CORTANTE (CARR, 2003).	129
FIGURA 6-9. FORMAS MODALES NORMALIZADAS PARA EDCR EN (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y (DERECHA).	130
FIGURA 6-10. MIDR PARA LA CONDICIÓN DE DESPLAZAMIENTO ÚLTIMO EN LAS CURVAS DE CAPACIDAD EN LAS DIRECCIONES X Y Y PARA EDCR.	132
FIGURA 6-11. CURVAS Y ESPECTROS DE CAPACIDAD EN LAS DIRECCIONES X Y Y PARA EDCR. SE MUESTRAN TAMBIÉN LAS FORMAS BILINEALES CORRESPONDIENTES.	132
FIGURA 6-12. UBICACIÓN DEL PP PARA LA EDCR EN (A) LA DIRECCIONES X Y (B) DIRECCIÓN Y.	133
FIGURA 6-13 CURVAS DE FRAGILIDAD PARA EDCR EN (A) LA DIRECCIONES X Y (B) DIRECCIÓN Y.	135
FIGURA 6-14 (A) VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO PARA EL PP CON LA PGA (B) RELACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO MEDIO CON EL DESPLAZAMIENTO PARA EL PP.	136

FIGURA 6-15. REGISTROS DE ACELERACIÓN DE LAS TRES SEÑALES A EMPLEAR PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA EDCR, ACOTADAS PARA DS Y CON VENTANA DE TUKEY.....	137
FIGURA 6-16. ESPECTROS DE RESPUESTA NORMALIZADOS DE LOS ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS Y EL ESPECTRO DE LA NORMA DE DISEÑO PARA (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	138
FIGURA 6-17. MIDR DEL ANÁLISIS IDA PARA LOS ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS (CASO DETERMINISTA).....	139
FIGURA 6-18. ESPECTROS DE RESPUESTA NORMALIZADOS Y CON AJUSTE ESPECTRAL PARA LOS SISMOS SELECCIONADOS EN EL ANÁLISIS DETERMINISTA PARA: (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	139
FIGURA 6-19. MIDR DEL ANÁLISIS IDA PARA LOS ACELEROGRAMAS SELECCIONADOS. (CASO DETERMINISTA CON AJUSTE ESPECTRAL).	140
FIGURA 6-20. ÍNDICE DE DAÑO PARA ANÁLISIS IDA CON LOS ACELEROGRAMA SELECCIONADOS (CASO DETERMINISTA SIN AJUSTE ESPECTRAL).	142
FIGURA 6-21. ÍNDICE DE DAÑO PARA ANÁLISIS IDA CON ACELEROGRAMAS (CASO DETERMINISTA CON AJUSTE ESPECTRAL).....	143
FIGURA 6-22. RELACIÓN ENTRE EL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL CON LA PGA Y LA SA PARA EL PERIODO DEL PRIMER MODO DE OSCILACIÓN.	144
FIGURA 6-23. COMPARACIÓN DE LAS CURVAS QUE RELACIONAN EL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN EL TECHO PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO Y EL DESPLAZAMIENTO PARA EL PP, RESPECTO A LA PGA Y LA SA PARA EL PRIMER MODO.....	145
FIGURA 6-24. RELACIÓN ENTRE EL DESPLAZAMIENTO PARA EL PP Y EL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL, CORRELACIONADOS A PARTIR DE LOS VALORES DE PGA.	145
FIGURA 6-25. DISTRIBUCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO PARA LA BASE DE DATOS DISPONIBLE.	148
FIGURA 6-26. SIMULACIÓN DE RESISTENCIA Y MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO POR LHS.....	149
FIGURA 6-27. ESPECTROS DE CAPACIDAD PARA ANÁLISIS PROBABILISTA CON 200 SIMULACIONES, VALORES MEDIOS Y RANGOS DE CONFIANZA. (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.....	150
FIGURA 6-28. CURVAS DE DESPLAZAMIENTO ESPECTRAL PARA EL PP EN FUNCIÓN DE LA ACELERACIÓN PICO: (A) EN LA DIRECCIÓN X Y (B) EN LA DIRECCIÓN Y.	151
FIGURA 6-29. CURVAS DE FRAGILIDAD PROBABILISTAS (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	152
FIGURA 6-30. CURVAS DE DAÑO MEDIO PARA LAS DOS DIRECCIONES DE ANÁLISIS CON SUS MÁRGENES DE CONFIANZA EN (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.	153
FIGURA 6-31. MIDR DEL ANÁLISIS IDA PARA TODOS LOS CASOS ANALIZADOS Y SUS CURVAS MEDIANAS Y MÁRGENES DE CONFIANZA EN (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.....	154
FIGURA 6-32. COMPORTAMIENTO MEDIO DEL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Y PARA EL PP EN FUNCIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA.	155
FIGURA 6-33. RELACIÓN ENTRE LOS DESPLAZAMIENTOS PARA EL PP Y EL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DEL ANÁLISIS DINÁMICO Y SU RELACIÓN MEDIA EN (A) DIRECCIÓN X Y (B) DIRECCIÓN Y.....	155
FIGURA 6-34. DI DE PARK Y ANG COMO FUNCIÓN DE LA ACELERACIÓN PARA LOS CASOS PROBABILISTAS CON EL VALOR MEDIANO Y LOS MÁRGENES DE CONFIANZA AL PERCENTIL 5 Y 95..	156
FIGURA 7-1. A) CURVA DE CAPACIDAD Y PARTES LINEAL Y NO LINEAL. B) DERIVADAS CON RESPECTO AL DESPLAZAMIENTO.	162
FIGURA 7-2. MODELO AJUSTADO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN X DE LA ESTRUCTURA VUM, SE MUESTRA LA PARTE NO LINEAL DE LA CURVA, SU PRIMERA Y SEGUNDA DERIVADA ASÍ COMO EL ERROR DEL AJUSTE.	164
FIGURA 7-3. AJUSTE DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN Y DE LA ESTRUCTURA VUM, SE MUESTRA LA SECCIÓN NO LINEAL DE LA CURVA SU PRIMERA Y SEGUNDA DERIVADA ASÍ COMO EL ERROR DEL AJUSTE.	164

FIGURA 7-4. ESPECTROS DE CAPACIDAD DE ESTRUCTURA VUM AJUSTADOS CON EL MODELO PARAMÉTRICO DE PUJADES ET AL. (2014) EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.....	165
FIGURA 7-5. ESPECTROS DE CAPACIDAD DE ESTRUCTURA VUM AJUSTADOS CON EL MODELO PARAMÉTRICO DE PUJADES ET AL. (2015) CON 2 TRAMOS DE AJUSTE EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.	166
FIGURA 7-6. ESPECTROS DE CAPACIDAD DE ESTRUCTURA EDCR AJUSTADOS CON EL MODELO PARAMÉTRICO DE PUJADES ET AL. (2015) EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.....	167
FIGURA 7-7. AJUSTE PARAMÉTRICO PARA CURVAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS PROBABILISTA. VALORE MEDIANO, Y PERCENTILES 5 Y 95 PARA VUM EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.	168
FIGURA 7-8. AJUSTE PARAMÉTRICO PARA CURVAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS PROBABILISTA. VALORE MEDIANO, Y PERCENTILES 5 Y 95 PARA EDCR EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.....	169
FIGURA 7-9. SINCRONIZACIÓN DE CURVA $D_{I_{PA}}$ CON ESPECTRO DE CAPACIDAD PARA DEFINIR PUNTO DE NORMALIZACIÓN PARA ESTRUCTURA VUM EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.	172
FIGURA 7-10. AJUSTE DEL MODELO DE DAÑO EN ESTRUCTURA VUM CON MODELO DE DAÑO DE PUJADES ET AL. (2014) EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.....	173
FIGURA 7-11. SINCRONIZACIÓN DE CURVA $D_{I_{PA}}$ CON ESPECTRO DE CAPACIDAD PARA DEFINIR PUNTO DE NORMALIZACIÓN PARA ESTRUCTURA EDCR EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.....	174
FIGURA 7-12. AJUSTE DE CURVA DE DAÑO EN ESTRUCTURA EDCR CON MODELO DE DAÑO DE PUJADES ET AL. (2015) EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.....	175
FIGURA 7-13. AJUSTE DE CURVA DE DAÑO EN ESTRUCTURA VUM CON MODELO DE DAÑO CON COMBINACIÓN DE RIGIDECE EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.....	176
FIGURA 7-14. AJUSTE DE CURVA DE DAÑO EN ESTRUCTURA EDCR CON MODELO DE DAÑO CON COMBINACIÓN DE RIGIDECE EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.....	177
FIGURA 7-15. AJUSTE DE CURVA DE DAÑO EN ESTRUCTURA EDCR CON MODELO DE DAÑO CON COMBINACIÓN DE RIGIDECE EN: A) DIRECCIÓN X Y B) DIRECCIÓN Y.....	178
FIGURA 7-16. VARIACIÓN DEL ERROR RMS PARA LAS COMBINACIONES DE LOS FACTORES A Y B EN EL AJUSTE DE LAS CURVA DE DAÑO PARA EDCR EN LA DIRECCIÓN Y.	178
FIGURA 8-1. COMPARACIÓN DE RELACIONES DE LA RESPUESTA MÁXIMA UNIDIRECCIONAL RESPECTO A GM_{Rot150} , COMPARANDO CON RESULTADOS DE DIFERENTES INVESTIGACIONES.....	183
FIGURA 8-2. (A) RELACIONES DE LA RESPUESTA MÁXIMA CON RESPECTO A GM_{AR} Y (B) DESVIACIÓN ESTÁNDAR DEL LOGARITMO DE LAS RELACIONES.	184
FIGURA 8-3. COMPARACIÓN DE LAS MATRICES DE CORRELACIÓN LINEAL PARA (A) EL CASO DE SEÑALES SINUSOIDALES Y (B) EL ESTUDIO DE BAKER Y JAYARAM (2008).	187
FIGURA 8-4. RELACIÓN ENTRE EL MIDR Y PGA PARA: A) ESTRUCTURAS VUM, B) ESTRUCTURAS EDCR EN DIRECCIÓN X Y C) ESTRUCTURA EDCR EN DIRECCIÓN Y.	191

LISTA DE TABLAS

TABLA 1-1. TIPO DE ESTRUCTURAS PROPUESTAS PARA ANÁLISIS.....	7
TABLA 2-1 . DISTRIBUCIÓN DE REGISTROS DE ACUERDO A LA PGA PARA LAS BASES DE DATOS DISPONIBLES. (TODOS LOS VALORES EN CM/S ²).	39
TABLA 2-2 . TIPOS DE SUELO EMPLEADOS PARA LA CLASIFICACIÓN EN LAS ESTACIONES ACELEROGRÁFICAS.	40
TABLA 2-3 . CLASIFICACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS POR TIPO DE SUELO PARA LAS BASES DE DATOS DISPONIBLES.	40
TABLA 2-4 . CLASIFICACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS POR MAGNITUD Mw PARA LAS BASES DE DATOS DISPONIBLES.	41
TABLA 2-5 . CLASIFICACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS POR PROFUNDIDAD PARA LAS BASES DE DATOS DISPONIBLES, TODOS LOS DATOS EN KILÓMETROS.	42
TABLA 2-6 . CLASIFICACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS POR DISTANCIA ENTRE EL HIPOCENTRO Y LA ESTACIÓN PARA LAS BASES DE DATOS DISPONIBLES, TODOS LOS DATOS EN KILÓMETROS.	43
TABLA 2-7 . CLASIFICACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS POR DISTANCIA ENTRE EL HIPOCENTRO Y LA ESTACIÓN PARA LAS BASES DE DATOS DISPONIBLES, TODOS LOS DATOS EN KILÓMETROS.	44
TABLA 2-8. FRECUENCIAS DE CORTE UTILIZADO PARA EL PROCESAMIENTO DE REGISTROS EN LA BASE DE DATOS Y CANTIDAD DE REGISTROS PARA CADA RANGO.	45
TABLA 3-1. LISTA DE REGISTROS SELECCIONADOS CON UN ÚNICO FACTOR DE ESCALA PARA ESTRUCTURA DE PERIODO BAJO Y PERIODO ALTO, SE MUESTRA EL FACTOR DE ESCALADO Y EL NOMBRE DE REGISTROS SEGÚN FORMATO LIS-UCR (MOYA, 2006).	62
TABLA 4-1 DESCRIPCIÓN DE ESPECÍMENES DE MAMPOSTERÍA PROBADOS Y EL REFUERZO EMPLEADO.	70
TABLA 4-2 RESUMEN DE PROPIEDADES DEL AJUSTE ENTRE EL MODELO DE HISTÉRESIS Y EL RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO.	74
TABLA 4-3. RESUMEN DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE PAREDES DE PRIMER NIVEL DE LA VUM (VÉASE TAMBIÉN LA FIGURA 4-9).	77
TABLA 4-4. RESUMEN DE MASAS CONCENTRADAS EN LA VUM.	78
TABLA 4-5. RESUMEN DE RESISTENCIA EN ELEMENTOS DE LA VUM (VÉANSE TAMBIÉN LA FIGURA 4-5 Y FIGURA 4-9).....	79
TABLA 4-6 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DETERMINADOS CON LA FUNCIÓN BINOMIAL.	87
TABLA 4-7 PARÁMETROS DE AJUSTE DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD PARA UNA FUNCIÓN ACUMULATIVA LOG-NORMAL.	88
TABLA 5-1. RESUMEN DE PARÁMETROS DESCRIPTIVOS DE LAS FDP PARA LAS VARIABLES ALEATORIAS A CONSIDERAR PARA LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA.	106
TABLA 5-2. DESPLAZAMIENTOS MEDIANO Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA FUNCIÓN LOG-NORMAL PARA AJUSTE DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA EL ESTADO DE DAÑO I, PARA EL VALOR DE PERCENTIL 5, 50 (VALOR MEDIANO) Y 95.	113
TABLA 6-1. DISTRIBUCIÓN DE MASAS CONCENTRADAS EN ALTURA PARA EDCR.	123
TABLA 6-2. RESUMEN DE CAPACIDAD CALCULADA PARA ELEMENTOS EN FLEXO-COMPRESIÓN (VER EXPLICACIÓN EN EL TEXTO).	126
TABLA 6-3. PARÁMETROS DESCRIPTIVOS DEL MODELO DE HISTÉRESIS DE TAKEDA REVISADO CON DEGRADACIÓN TRI-LINEAL (CARR, 2003)...	128
TABLA 6-4. PARÁMETROS DESCRIPTIVOS DEL MODELO DE HISTÉRESIS DE SINA (CARR, 2003).	129
TABLA 6-5. PERIODOS NATURALES PARA LOS PRINCIPALES MODOS DE OSCILACIÓN TRASLACIONALES.	130
TABLA 6-6 MATRIZ DE PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DETERMINADOS CON LA FUNCIÓN BINOMIAL.	134
TABLA 6-7 PARÁMETROS DE AJUSTE DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD PARA UNA FUNCIÓN ACUMULATIVA LOG-NORMAL.	134
TABLA 6-8. DESPLAZAMIENTOS MEDIANO Y DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE LA FUNCIÓN LOG-NORMAL PARA AJUSTE DE CURVAS DE FRAGILIDAD PARA EL ESTADO DE DAÑO I, PARA EL VALOR DE PERCENTIL 5, 50 (VALOR MEDIANO) Y 95.	152

Análisis estructural probabilista orientado a evaluación del daño sísmico con aplicaciones a tipologías constructivas empleadas en Costa Rica

TABLA 7-1. RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS AJUSTES DE LOS CASOS DETERMINISTA DE LA ESTRUCTURA VUM.	165
TABLA 7-2. RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS AJUSTES POR TRAMOS DE LOS CASOS DETERMINISTA DE LA ESTRUCTURA VUM.....	166
TABLA 7-3. RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS AJUSTES DE LOS CASOS DETERMINISTA DE LA ESTRUCTURA EDCR.	167
TABLA 7-4. RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS AJUSTES POR TRAMOS DE CURVAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS PROBABILISTA DE LA ESTRUCTURA VUM.	169
TABLA 7-5. RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS AJUSTES POR TRAMOS DE CURVAS OBTENIDAS DEL ANÁLISIS PROBABILISTA DE LA ESTRUCTURA EDCR.....	170
TABLA 7-6. COMPARACIÓN DEL ERROR CUADRÁTICO MEDIO (RMSE) ENTRE LOS MODELOS DE DAÑO ANALIZADOS PARA EL CASO DETERMINISTA.	179

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN

1.1. MOTIVACIÓN

Los eventos de carácter natural (como huracanes, terremotos, tsunamis, etc.), son difíciles de caracterizar y, en el caso de terremotos, no son predecibles en el sentido clásico de la palabra, es decir no se sabe cuándo ni dónde va a ocurrir el próximo terremoto próximo. Así, en las catástrofes sísmicas, intervienen muchas variables, tanto en la generación del evento, como en la respuesta de las estructuras civiles. De acuerdo con datos del Banco Inter-americano para el Desarrollo, entre el 2000 y el 2009, la región latinoamericana tuvo pérdidas económicas en infraestructura, a consecuencia de desastres naturales, equivalentes a \$34.4 mil millones (IDB, 2009), lo que, para una región en vías de desarrollo, representa un retroceso o recorte de fondos para la inversión en otras obras necesarias para garantizar la estabilidad económica y social de cada país.

El estudio del daño debido a acciones sísmicas tomó fuerza con la adquisición de registros de aceleración en equipos que, aunque comparados con los actuales pueden ser rudimentarios, significaron, en su momento, un hito en la ingeniería estructural y permitieron el desarrollo de herramientas para el análisis de las estructuras y su respuesta ante un evento sísmico.

En el análisis de la amenaza, se pueden distinguir dos líneas de investigación principales. En la primera se desea entender las características de los sismos y se busca predecir la intensidad de los sismos futuros y la frecuencia con la que estos ocurrirán para zonas específicas; esta línea incluye el estudio de la amenaza sísmica que, por lo general, aplica herramientas estadísticas para su desarrollo (Cornell, 1968), obteniendo las leyes de atenuación y los mapas de amenaza y riesgo uniforme. Por su parte, la segunda línea de investigación trata de entender el comportamiento de estructuras específicas ante las acciones dinámicas, desarrollando los espectros de respuesta en aceleración y métodos de análisis aproximado (Newmark y Hall, 1982).

Debido a la complejidad, tanto de la definición de la acción sísmica como de la determinación de la respuesta estructural, es necesario aplicar simplificaciones que, en algunos casos, corresponden al poco entendimiento de las variables que intervienen y, en otros casos, corresponde a la poca información disponible. Las simplificaciones realizadas buscan que los resultados de las investigaciones puedan ser aplicados en la práctica profesional y, de esta manera, garantizar la transferencia del conocimiento, sin la cual, todos los esfuerzos en la reducción de las incertidumbres serían en vano.

La introducción de algunas variables, cuyo comportamiento es conocido, en el análisis de las estructuras, es la base de una evaluación del daño. Los análisis probabilistas permiten verificar la influencia de la variabilidad de diferentes parámetros en la respuesta de la estructura que, en la práctica profesional, se suelen tomar como valores deterministas, despreciando su efecto en la variabilidad de la respuesta global de las estructuras.

La evaluación del daño esperado no es una tarea sencilla y, a través de los años, se han propuesto diferentes técnicas con diferentes tipos de análisis que, con el tiempo, han ido evolucionando a análisis más complejos y detallados (ATC, 1985, 1996; Cosenza y Manfredi, 2000; FEMA, 2000b; Milutinovic y Trendafiloski, 2003; Park y Ang, 1985; Pujades et al., 2015; Vargas-Alzate et al., 2013). En los diferentes métodos existe un cierto acuerdo en que el daño de las estructuras está relacionado con el desplazamiento, sea el máximo desplazamiento en el techo o el máximo desplazamiento relativo entre niveles dividido entre la altura del nivel o *Drift*, y la energía disipada por medio de energía plástica en los elementos al sufrir daño, vista por lo general como la energía acumulada en la histéresis del elemento. En este sentido, el índice de Park y Ang (1985) y sus diferentes reinterpretaciones, han sido ampliamente utilizados para evaluar la evolución del daño.

En Costa Rica, la mitigación de la vulnerabilidad sísmica mediante normas de diseño sismo resistente, se considera un logro de la comunidad ingenieril del país (Gutiérrez, 2012), reduciendo el impacto percibido por la sociedad a causa de terremotos de magnitud relevante.

1.2. ANTECEDENTES

El análisis del daño debido a acciones sísmicas se suele cuantificar mediante índices de daño, los cuales condensan el resultado del análisis estructural (vulnerabilidad) para un nivel de demanda esperado (amenaza sísmica). Los índices de daño cuantitativos, emplean los resultados de análisis no lineales que, en general, se dividen en estáticos y dinámicos.

Los análisis estáticos no-lineales (*ANLE*), son mejor conocidos como análisis tipo *Pushover*, pues se aplican cargas laterales incrementales de manera estática. El resultado de estos análisis dependerá del patrón empleado en la carga incremental. Por otro lado, los análisis dinámicos no-lineales (*ANLD*), utilizan historias temporales de aceleración, en general acelerogramas, para evaluar el comportamiento estructural, el cual dependerá de las

características propias del registro como, entre otras, el contenido frecuencial, duración y la aceleración máxima.

Del *ANLE* se obtienen curvas de capacidad que relacionan el cortante en la base con el desplazamiento máximo de la estructura, que se considera se da en el techo. Con esta curva se evalúa el desempeño de la estructura mediante el punto de capacidad por demanda o punto de desempeño (ATC, 1996; Chopra y Goel, 1999), conocido también como *Performance Point (PP)* en inglés, que se obtiene mediante la intersección del espectro de demanda (generalmente se usa el definido por la norma sísmica) y la curva de capacidad, a la cual se le aplica una transformación de variables para poderla representar en coordenadas de pseudo-aceleración contra pseudo-desplazamiento.

Los resultados obtenidos para el *ANLD* representan el nivel de desempeño esperado para la acción aplicada, por lo que los resultados por sí mismos pueden ser comparados con los obtenidos para el análisis estático siempre que la acción sísmica sea comparable en ambos casos. Debido a la complejidad adicional del *ANLD*, por lo general, se emplea para validar los resultados de análisis más simples como el *ANLE*.

La definición de las series temporales a usar como demanda sísmica en los *ANLD* es un tema relevante en la actualidad, especialmente porque se están popularizando en los programas de análisis estructural, simplificando su ejecución. Los métodos para el ajuste de los espectros de respuesta en aceleración obtenidos de registros reales a un espectro objetivo, han sido desarrollados y aplicados con éxito (Hancock y Bommer, 2007), al punto de que las actuales regulaciones para el análisis de estructuras recomiendan su uso (BSSC, 2015). El Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2011) solicita que para análisis dinámico no-lineal se empleen al menos 3 registros cuyo espectro de respuesta sea similar al espectro de diseño, sin embargo, no define criterios para definir la cercanía de los mismos.

Los análisis probabilistas para definir el riesgo sísmico empleando modelos de muestreo tipo Monte Carlo toman fuerza al incrementarse la capacidad de cálculo de los ordenadores, permitiendo la ejecución de cientos, y en algunas ocasiones miles, de casos en poco tiempo (Binder y Heermann, 2010; Dimov, 2008). La aplicación de técnicas de muestreo que permiten disminuir el número de permutas necesarias para obtener momentos estadísticos similares a los obtenidos con un muestreo de Monte Carlo exhaustivo, ayudan a optimizar los análisis. Dentro de las técnicas de muestreo, el hipercubo latino es una de las más empleadas por su comprobada fiabilidad y su fácil aplicación (Florian, 1992; Hurtado y Barbat, 1998; Iman y Conover, 1982; McKay et al., 1979; A. Olsson et al., 2003).

La combinación de los diferentes tipos de análisis para obtener el daño esperado en estructuras con técnicas probabilistas, generan información con un mayor respaldo, al ser valores esperados para un gran número de casos (Vargas-Alzate et al., 2013). Además, brinda la posibilidad de integrar dentro de los modelos de análisis de riesgo sísmico, no sólo el valor medio de la respuesta esperada, sino además un margen de confianza sobre el cual se espera se encuentre el desempeño de la tipología estructural evaluada.

La existencia de técnicas avanzadas para el estudio del daño sísmico en estructuras, así como la implementación de nuevas herramientas para la óptima definición de la amenaza sísmica, motivan el estudio de estructuras cuya tipología sea propia de una zona específica. Para esta tesis se han seleccionado dos tipologías estructurales características de Costa Rica, país que, debido a su alta amenaza sísmica, requiere un constante estudio y actualización tanto de las normas de diseño, como de los sistemas constructivos, con el objetivo de reducir de manera progresiva, la vulnerabilidad estructural y el riesgo implícito.

El primer sistema constructivo seleccionado corresponde a estructuras de mampostería de bloques de concreto con refuerzo integral, que es ampliamente utilizado para viviendas de uno o dos niveles; aquí se estudian las estructuras de dos niveles, debido a que se considera poseen una mayor vulnerabilidad. La segunda tipología es la de edificios altos de concreto reforzado con muros de concreto que, por lo general, son empleados para uso residencial; se analizará un edificio de 18 plantas. Estas tipologías corresponderían respectivamente a la M4 y a la RC4, de acuerdo a la nomenclatura utilizada por el proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003) para la matriz tipológica de edificios (*Building Typology Matrix, BTM*) adoptada.

Debido a que la zona de estudio seleccionada es Costa Rica y a que se siguen los lineamientos del CSCR-10 (CFIA, 2011), se ha seleccionado el lenguaje técnico referente a los materiales y sistemas estructurales definidos en dicho documento, siendo estos de uso común tanto en Costa Rica como en Latinoamérica, pero pudiendo variar con los empleados en España.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo general de la tesis será la “Evaluación probabilista de la capacidad y el daño sísmico esperado en edificios, con aplicaciones a dos tipologías constructivas empleadas ampliamente en Costa Rica”. En concreto se propone aplicar el estudio a edificios de baja altura en mampostería reforzada de bloques de concreto y a edificios de comportamiento dual de concreto armado de alturas medianas. Para ello se aplicarán análisis estáticos no-lineales (*ANLE*) y análisis dinámicos no-lineales (*ANLD*), ambos de manera incremental. El estudio se hace también de forma probabilista, considerando la aleatoriedad tanto en las características del sismo, como en las propiedades resistentes de cada sistema estructural.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

El objetivo general se estructurará de acuerdo con los principales temas que se abordarán en el presente proyecto. Se muestran a continuación los objetivos específicos que se desea lograr junto con los temas de investigación asociados.

La Acción Sísmica

- Realizar un estudio estadístico de una ingente base de datos de acelerogramas de Centroamérica, determinando las principales características de los sismos originados en la región, para así poder seleccionar los registros más adecuados a las características de la zona de estudio.
- Realizar un estudio de direccionalidad para determinar la respuesta espectral máxima, tanto para las direcciones en las que se registró el evento, como para la dirección en la que la media geométrica se maximiza, con el propósito de determinar los parámetros de respuesta máxima para cada registro sísmico.
- Comparar la respuesta espectral de parámetros máximos, con los obtenidos en otros estudios y, en particular, con la respuesta espectral prevista en el código de diseño de Costa Rica.

Estructuras de Mampostería

- Caracterizar las incertidumbres asociadas al comportamiento de las estructuras de mampostería reforzada de bloques de concreto empleadas en Costa Rica.
- Modelar el comportamiento de la mampostería reforzada de bloques de concreto; para ello se dispone de resultados de estudios empíricos en laboratorio que se usarán para calibrar un modelo usando programas de análisis estructural.
- Aplicar el *ANLE* y el *ANLD* deterministas para evaluar la capacidad estructural. En este caso se usan las propiedades características de los materiales.
- Aplicar el *ANLE* y *ANLD* probabilistas combinando las incertidumbres asociadas a la demanda sísmica y a la capacidad de la estructura, con el propósito de generar curvas de daño. Para optimizar el muestreo se usará el método del hipercubo latino.
- Comparar, analizar y discutir los resultados obtenidos con los métodos *ANLE*, *ANLD* deterministas y probabilistas
- Elaborar conclusiones y recomendaciones relacionadas con el diseño de nuevas estructuras de este tipo y con el daño esperado en las estructuras existentes.

Estructura Dual de Concreto Reforzado

- Caracterizar las incertidumbres asociadas al comportamiento de las estructuras tipo Dual de concreto reforzado empleadas en Costa Rica.
- Aplicar el *ANLE* y el *ANLD* deterministas para evaluar la capacidad estructural usando propiedades características de los materiales.

- Aplicar el *ANLE* y *ANLD* probabilistas combinando las incertidumbres asociadas a la demanda sísmica y a la capacidad de la estructura con el propósito de generar curvas de daño. Para optimizar el muestreo se usará el método del hipercubo latino.
- Comparar, analizar y discutir los resultados obtenidos con los métodos *ANLE*, *ANLD* deterministas y probabilistas
- Elaborar conclusiones y recomendaciones relacionadas con el diseño de nuevas estructuras de este tipo y con el daño esperado en las estructuras existentes.

Para finalizar, con los resultados obtenidos se plantea:

- Analizar el alcance y limitaciones del *ANLE* mediante la comparación con los resultados del *ANLD*.

1.4. RESUMEN DE LA METODOLOGÍA

A pesar de que cada capítulo expone la metodología necesaria para la consecución de los objetivos planteados, se realiza un resumen en este apartado, en términos globales, de la metodología seguida. Los tres elementos metodológicos más relevantes para este trabajo serán: el análisis de la peligrosidad sísmica, el análisis de las estructuras seleccionadas y la evaluación del daño, incluyendo en todos los casos un enfoque probabilista. No existe una única metodología a seguir para análisis probabilistas, por lo que los métodos propuestos considerarán diversas fuentes y referencias para su respaldo teórico.

1.4.1. ANÁLISIS DE LA BASE DE DATOS DE ACELERACIÓN

La peligrosidad sísmica es, sin lugar a duda, el elemento que mayor dispersión introduce en los análisis estructurales. Esta dispersión puede ser debida a diferentes variables como el mecanismo focal, el camino entre el hipocentro y el lugar de estudio, los efectos locales del sitio donde se encuentra la estructura o, incluso, el acelerómetro, entre otras. Estudios recientes han puesto de manifiesto que los estudios de peligrosidad deben tener en cuenta los efectos de la direccionalidad de la acción sísmica.

En este sentido, se usará una extensa base de datos de acelerogramas (Schmidt-Díaz, 2014), recopilada por el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica (LIS-UCR), para efectuar un análisis de direccionalidad con un doble propósito: el primero es la obtención de medidas de intensidad sísmica (IM) horizontales que sean independientes del ángulo de giro (Boore, 2010; Boore et al., 2006; Rupakhety y Sigbjörnsson, 2013) y, para ello, se determinan los parámetros de respuesta media y de respuesta máxima (Pinzón Ureña et al., 2015), que podrán ser empleados para la actualización de futuras leyes de atenuación sísmicas, a realizar en el mismo Laboratorio; el segundo propósito es aplicar una metodología para la selección de registros con espectros de respuesta en aceleración que sean compatibles con un espectro objetivo específico, para lo cual será también necesario definir los espectros de respuesta máxima, que se obtiene al

analizar la combinación lineal entre las componentes horizontales de cada registro, para todas las posibles orientaciones de las señales ortogonales para cada oscilador de un grado de libertad (Baker et al., 2015; Baker y Jayaram, 2008; BSSC, 2015).

1.4.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El objetivo del análisis estructural es resolver la interacción entre las acciones externas con las deformaciones y las fuerzas internas. La aplicación de métodos numéricos a estos análisis, permite resolver problemas cada vez más complejos, con mayor número de variables, que implican el manejo de un gran número de datos.

En esta tesis se aplicarán dos tipos de análisis no-lineales, el estático (*ANLE*) y el dinámico (*ANLD*); En *ANLE* la carga se aplica de forma estática y de manera incremental hasta el colapso en una sola dirección. En el *ANLD*, el edificio se somete a las cargas debidas a una historia temporal de aceleración, normalmente un acelerograma real o simulado, de manera que se “reproduce” el comportamiento “real” de la estructura bajo la acción de un sismo.

Los Modelos Estructurales

Se han seleccionado dos tipologías estructurales que se consideran características de la región centroamericana, pero especialmente de Costa Rica. Las estructuras se han seleccionado para que posean características distintas y, de esta forma, poder examinar el efecto que esto tiene sobre las metodologías aplicadas y sus resultados.

El primer tipo de estructura corresponde a Viviendas Unifamiliares de Mampostería (*VUM*), con refuerzo de manera integral. Estas estructuras, por lo general, son de baja altura y el área de la planta suele ser pequeña. La segunda tipología, corresponde a una estructura tipo Dual (marcos y muros de carga) de concreto reforzado (*EDCR*). Este tipo constructivo, por lo general, es empleado para edificios de muchas plantas debido al buen rendimiento que poseen durante sismos y a la posibilidad de tener plantas más diáfanas, permitiendo un uso mixto. En la Tabla 1-1 se describen las estructuras a emplear.

Tabla 1-1. Tipo de estructuras propuestas para análisis.

Sistema Estructural ¹	Número de Niveles	Material
Tipo Dual	18	Concreto Reforzado
Tipo Muro	2	Mampostería reforzada de bloques de concreto

La mampostería reforzada es un material compuesto que está sujeto, por lo general, a acciones de corte, flexión y fuerza axial de manera combinada, lo que hace que definir su comportamiento de manera cuantitativa no sea una tarea sencilla. En esta tesis se utilizan resultados de pruebas de laboratorio a escala natural (Acuña y Navas, 2013) para este tipo de material y con elementos similares a los utilizados en el modelo de análisis. Para el caso

¹ Los sistemas estructurales se definen de acuerdo al Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2011).

del concreto reforzado del edificio tipo dual, se dispone de una base de datos con el resultado de pruebas de capacidad en compresión del concreto, y esta información se utilizará junto con la información disponible en la literatura para definir el modelo de análisis. Las leyes constitutivas para ambas estructuras, se basan en los modelos disponibles en el programa RUAUMOKO 3D (Carr, 2003), con lo que su implementación consiste en calibrar y evaluar las variables que definen el modelo y su correspondiente valor para el caso de estudio.

Los elementos estructurales se modelan, en todos los casos, como elementos tipo barra con plasticidad concentrada en los extremos del elemento. Los extremos de los elementos son las zonas en las que se espera se generen las rótulas plásticas debido a la acumulación de rotación y a que los efectos de las fuerzas tienden a ser máximos. Este tipo de elemento ya ha sido empleado tanto para el modelado de elementos de concreto como de mampostería con buenos resultados (Lagomarsino et al., 2013; Seible et al., 1994). Se considera además que los elementos tienen un empotramiento perfecto en la base, por lo que el estudio de la flexibilidad en la base queda fuera del alcance de esta investigación.

Análisis No-Lineal Estático (ANLE)

Este análisis consiste en aplicar una carga lateral incremental a la estructura. El incremento de la carga se aplica, de forma estática, en sucesivos pasos, registrando en cada uno el cortante en la base y el desplazamiento en el techo con los que se genera la curva de capacidad. La estructura se empuja hasta alcanzar un nivel de desplazamiento preestablecido, que frecuentemente se toma como el desplazamiento que agota la resistencia de la estructura definiéndose como el punto de colapso.

El *ANLE* requiere definir un patrón de carga, que por lo general puede tomar 3 formas: i) triangular desde la base; ii) la forma del primer modo de oscilación; iii) puede ser constante a lo largo de toda la altura del edificio (ATC, 1996). Los dos primeros patrones de carga suelen dar resultados muy similares, sin embargo, un patrón constante de cargas no se considera representativo de la demanda sísmica, ya que la respuesta inercial de la estructura a la carga en su base se distribuye de manera creciente con la altura de la estructura (Chopra, 2007).

Además de estos patrones de carga, se puede emplear un patrón adaptativo, el cual calcula, para cada paso, la forma del primer modo de vibración, la cual sufrirá variaciones conforme la estructura inicie el proceso de formación de rótulas plásticas y con ésta, se establece la forma del patrón de carga a aplicar en el siguiente paso. Este patrón de carga tiene como inconveniente que en el punto en el que la rigidez tangencial de la estructura sea cero (es decir, se dé un mecanismo cinemático de colapso), no se puede definir la solución del análisis modal y, por lo tanto, el análisis se detiene.

Para estructuras de alturas bajas a medianas, el *ANLE* brinda resultados aceptables, pues la participación del primer modo en la respuesta de la estructura es muy alta, sin embargo, para estructuras de mayor altura o con importantes irregularidades en altura o en planta, los modos superiores poseen una mayor participación, por lo

que los resultados de análisis estáticos no se consideran ni adecuados ni fiables, ya que, en principio, no pueden capturar la contribución de los modos superiores a la respuesta global de la estructura (Kalkan y Chopra, 2010).

Análisis No-Linear Dinámico (ANLD)

El análisis dinámico no-lineal (*ANLD*) o de respuesta en el tiempo (*Time History Analysis, THA*), resuelve, por medio de integración numérica, las ecuaciones dinámicas para el sistema estructural, realizando una integración, paso a paso, para determinar la respuesta acumulada debido a la acción sísmica representada mediante un acelerograma. Existen análisis simplificados en los que el edificio se modela como un sistema de múltiples grados de libertad con masas concentradas. Sin embargo, actualmente, la mayoría de los programas de cálculo realizan el análisis estructural considerando todos los grados de libertad del sistema (aplicando la condensación estática en los grados de libertad dependientes), lo que suele requerir un mayor tiempo de procesamiento, pero garantiza una respuesta más precisa.

Este tipo de análisis suele tomarse como referencia para los demás que tratan de modelar el comportamiento no lineal de las estructuras, pues se considera como la respuesta “real” para la demanda asignada. Aun así, uno de los principales problemas que presenta esta técnica, es la gran variabilidad de la respuesta dinámica en función de los acelerogramas empleados, por lo que se debe optimizar el proceso de selección aplicando alguno de los procedimientos disponibles (Baker y Jayaram, 2008; BSSC, 2015; Haselton et al., 2009; Vargas-Alzate et al., 2013). En general, todos los procedimientos de selección de acelerogramas compatibles persiguen minimizar una función de error, que suele definirse a partir de las diferencias entre sus espectros de respuesta y un espectro objetivo, el cual suele ser el espectro empleado para el diseño de estructuras y definido por la norma sísmica.

1.4.3. ANÁLISIS PROBABILISTA

El enfoque de esta tesis es probabilista, lo que implica que se considerarán determinadas variables del problema como aleatorias. Así, tanto las variables seleccionadas, como la manera en que éstas son modeladas es una de las tareas más delicadas, pues los resultados, su relevancia y significado dependerán del acierto en su elección, de la adecuación de las hipótesis de variabilidad que se adopten, así como de la calidad de los datos de entrada y de la manera en la que se traten. Para este trabajo se definen dos ejes principales: la acción sísmica y los edificios. Se detalla a continuación cómo será considerada la aleatoriedad de las variables involucradas.

En la acción sísmica

El análisis de la acción sísmica es uno de los aspectos en el análisis estructural que más dispersión aporta. La dificultad de caracterizar los eventos sísmicos con un parámetro fiable, hace que, al examinar parámetros de la respuesta estructural, se combine la dispersión tanto de la amenaza como de la respuesta, siendo difícil

diferenciar entre las dos. Para esta investigación, a pesar de disponer de la información necesaria, no se realizará un análisis de la probabilidad de ocurrencia de los sismos o la determinación del evento más probable para la definición de la acción sísmica, sino que se tomará la base de datos únicamente para seleccionar los registros que mejor modelen el nivel de demanda seleccionado como objetivo, que se tomará como un espectro de diseño.

Para un espectro de diseño dado, que lleva implícito su probabilidad de ocurrencia, la aleatoriedad de la acción sísmica se define mediante la dispersión de los espectros de respuesta de los acelerogramas usados con respecto al espectro objetivo. En este sentido, es posible generar una colección de acelerogramas de forma que su valor medio y dispersión puedan ser predefinidos o preestablecidos. Por otra parte, en el caso determinista, el disponer de la técnica del ajuste espectral, permite minimizar al máximo entre el espectro de respuesta del acelerograma escogido y el objetivo o de diseño.

En las estructuras

En la práctica profesional, las estructuras son diseñadas de manera determinista, considerando una única acción sísmica y un único valor para la resistencia de los materiales, conocido como valor característico, que hace referencia al valor estadístico que garantiza que el 90% de las muestras de concreto (o cualquier otro material) posee una resistencia mayor o igual al valor de referencia (ACI Committee 318, 2008). Sin embargo, se sabe que existe una variación en las propiedades mecánicas de los materiales. La variación en la resistencia de los materiales se define de acuerdo a una función de probabilidades, que frecuentemente es normal o log-normal, y que estará definida por un valor medio y una desviación estándar. Estas funciones de probabilidad son definidas para los parámetros que definen cada modelo constitutivo.

Una vez definidas las diferentes funciones de probabilidad, se realiza un muestreo de las variables aplicando el método del Hipercubo Latino (Florian, 1992; Hurtado y Barbat, 1998; Iman y Conover, 1982; McKay et al., 1979), con lo cual es posible reducir el número de muestras necesarias, garantizando que los momentos estadísticos sean representativos de la distribución teórica correspondiente. Con el muestreo de las variables se definen los casos de análisis, lo cuales son tratados como casos deterministas para la solución de los análisis estructurales individuales.

1.4.4. EL DAÑO ESTRUCTURAL

El daño estructural será cuantificado principalmente con dos metodologías, una para cada tipo de análisis. Para el caso del *ANLE* se utiliza el índice o estado de daño medio, definido de acuerdo con las curvas de fragilidad para estados de daño discretos y umbrales de daño en función del desplazamiento espectral sobre el espectro de capacidad (Milutinovic y Trendafiloski, 2003). Para el caso del *ANLD*, se utiliza el índice de daño de Park y Ang (1985), el cual tiene un sentido distinto, ya que se trata de un puntero o indicador de daño, sin referencia

a estados discretos específicos, y que se define de acuerdo a la ductilidad por desplazamiento y a la energía de histéresis disipada por el elemento. En este caso, el índice es determinado para cada elemento que incursiona en el rango no lineal y se realiza una ponderación para determinar un índice de daño global de la estructura.

1.5. ESTRUCTURA DE LA MEMORIA

En este primer capítulo se presentaron los antecedentes que motivaron esta investigación. Se trazaron los objetivos buscados, así como la metodología global a seguir para lograrlos. También se hizo una descripción general de los resultados esperados, los cuales van de la mano con los objetivos.

El segundo capítulo está dedicado al análisis de la acción sísmica, definiendo los conceptos básicos sobre el tratamiento de las señales sísmicas para la determinación de la respuesta espectral. El mismo trata sobre el análisis de la direccionalidad en la amenaza sísmica. Allí se exponen las diferentes medidas independientes de la orientación del sensor, así como las ventajas y desventajas de cada medida de intensidad. Después de definir las medidas de intensidad, se estudia el comportamiento de las mismas en una extensa base de datos de registros de aceleración, a la que se le realiza un estudio previo de las principales características.

En el tercer capítulo se define la técnica empleada para el ajuste y selección de sismos compatibles con un espectro objetivo.

El cuarto, quinto y sexto capítulo presentan, respectivamente, los modelos estructurales, la definición de las leyes constitutivas y un resumen del diseño estructural. Para ello, se realiza primero una caracterización del comportamiento no-lineal de la estructura al ser evaluada como un caso determinista, es decir, con los resultados obtenidos del diseño estructural, verificando el cumplimiento de los objetivos de desempeño planteados por el CSCR-10 (CFIA, 2011). Después se muestran los resultados del análisis probabilista, así como comparaciones entre el análisis determinista y probabilista, concluyendo sobre el comportamiento estructural ante las diferentes acciones sísmicas, el comportamiento del daño y la fragilidad de los sistemas estructurales evaluados.

En el séptimo capítulo se analiza e implementa un método para el ajuste paramétrico de las curvas de capacidad. Posteriormente se examinan dos modelos para el ajuste de las curvas de daño con el índice de Park y Ang (1985).

Por último, en el octavo capítulo se presenta el resumen de los principales resultados de la tesis, así como las conclusiones obtenidas y recomendaciones sobre los temas tratados. Para finalizar, se hace también un planteamiento de posibles líneas futuras de investigación, tomando en cuenta la experiencia obtenida al desarrollar la tesis.

Capítulo 2. ANÁLISIS DE LA DIRECCIONALIDAD

2.1. INTRODUCCIÓN

El análisis de la demanda sísmica persigue el estudio de las acciones que pueden afectar las zonas de estudio. Para ello, se hace uso tanto de la información obtenida de eventos sísmicos, como de las nuevas herramientas o métodos de análisis que prueben reducir las incertidumbres tanto epistémicas como aleatorias.

No existe a la fecha un único parámetro o medida de intensidad (IM) que logre representar de manera adecuada la demanda sísmica esperada. La labor de encontrar el mejor parámetro o cómo reducir la incertidumbre de los que se consideran como apropiados, ha sido uno de los principales retos en la sismología para la ingeniería a través de la historia. Tradicionalmente se han empleado relaciones semi-empíricas para poder modelar el evento sísmico en un sitio; estas relaciones, en general, poseen una gran dispersión y, aunque con el paso del tiempo se han logrado mejores aproximaciones, la reducción en las incertidumbres no llega a ser suficiente para dar la tarea como terminada (McGuire, 2004).

La evaluación del comportamiento de las estructuras ante acciones sísmicas requiere definir, entre otros factores, la severidad de la acción. Para las normas de diseño la intensidad del máximo evento sísmico considerado (*Maximum Considered Earthquake, MCE* según ASCE), se relaciona con el sismo que posee un 2% de probabilidad de excedencia en 50 años y por lo general se obtiene de análisis probabilistas de la amenaza (*Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PHSA*).

Como resultado de los PHSA se obtienen mapas de amenaza uniforme. Los sismos de diseño para estructuras convencionales se suelen definir como aquellos con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años para la evaluación de estructuras convencionales (que representa un periodo de retorno de 475 años) y de un 2% de excedencia en 50 años (o el *MCE*) para estructuras consideradas esenciales (que representa un periodo de retorno de 2500 años), como por ejemplo los hospitales. Además de la intensidad macrosísmica y la magnitud,

para definir el tamaño de la acción frecuentemente se emplea también la aceleración pico (*Peak Ground Acceleration, PGA*), la aceleración espectral (*Spectral Acceleración, Sa*) o la aceleración pseudo-espectral (*Pseudo-Spectral Acceleration, PSA*) como parámetro de intensidad en los estudios *PHSA*.

Estos parámetros espectrales de intensidad, que se consideran relevantes para efectos del diseño y evaluación de estructuras, se obtienen de la respuesta de sistemas amortiguados de un grado de libertad (*Single Degree of Freedom, SDOF*), a la historia temporal en aceleración, usualmente registrada en sismos reales. El efecto bidireccional de la acción en el plano horizontal, por lo general, no se contempla y en cambio se resuelven dos *SDOF* (uno por cada registro sobre el plano horizontal), para posteriormente combinar la repuesta obtenida.

La constante búsqueda por mejorar las relaciones empleadas para predecir el movimiento del suelo debido a los sismos, ha dado origen a metodologías como la de Boore et al. (2006), o la de Boore (2010), para obtener nuevas IMs, con las que se logra demostrar que, al considerar el efecto de direccionalidad en la demanda sísmica, se obtiene un mejor ajuste en el proceso de regresión de las Ecuaciones Predictivas del Movimiento del Terreno (*EPMT*) (Beyer y Bommer, 2006). Además, proporciona una metodología concisa para determinar el ángulo en el que ocurre la demanda máxima para alguna estructura en específico (definida mediante su periodo fundamental) o para un rango de periodos definido.

Un posterior análisis en el comportamiento biaxial de un sistema de dos grados de libertad sobre el plano horizontal, permite definir una nueva metodología que, con la descripción vectorial de la historia de la respuesta en aceleraciones, logra definir una IM con la demanda máxima esperada. Éste, a su vez, es congruente con los resultados de las metodologías existentes, pero, como veremos, se logra una reducción significativa en el tiempo de cálculo.

2.1.1. ANTECEDENTES

La definición de la demanda sísmica a emplear para el diseño de las estructuras, hace uso de una herramienta que simplifica el comportamiento esperado de las estructuras con múltiples grados de libertad, considerando un sistema equivalente con un *SDOF*. La determinación de la máxima respuesta del sistema ante una historia temporal, para un rango de estructuras (estructuras vistas como *SDOF*) con diferentes propiedades dinámicas, permite la generación de un espectro de respuesta; concepto que fue inicialmente orientado al diseño de las estructuras en centrales nucleares (Newmark y Hall, 1969) pero que, hoy en día, es empleado en la mayoría de normas de diseño sismoresistente.

Los espectros de respuesta en aceleración utilizados para el diseño y evaluación de las estructuras, son espectros suavizados, obtenidos mediante el ponderado de un gran número de registros sísmicos, aplicando conceptos estadísticos para determinar un nivel de demanda congruente con el nivel de severidad establecido por la normativa (Newmark y Hall, 1982).

La mayoría de las leyes de atenuación modernas emplean como variable dependiente una IM que se relaciona con la aceleración o la respuesta en aceleraciones (Douglas, 2003), ajustando los parámetros considerados como independientes (generalmente magnitud, distancia y tipo de suelo) mediante un análisis de regresión, donde se busca reducir el error al definir la variable dependiente utilizando información de registros sísmicos bien documentados. Se ha observado que el valor de los parámetros dependientes se ajustan bien con una distribución de probabilidades log-normal, por lo que la mayoría de las ecuaciones usan el logaritmo de la IM como variable dependiente (Abrahamson, 1988; Abrahamson y Youngs, 1992; Joyner y Boore, 1981; Trifunac y Brady, 1975).

Teniendo esto en cuenta, se llegó a establecer el uso de la media geométrica (*Geometric Mean, GM*) para promediar los valores de la variable dependiente obtenidos para los diferentes registros. Definida como la raíz enésima (raíz cuadrada en el caso de dos componentes) de la multiplicación de las diferentes observaciones, la *GM* representa la media aritmética (promedio) del logaritmo de los valores y se considera un estimador más natural que la media aritmética dado que produce dispersiones menores en las *EPMT*. Así, para definir la nueva IM, se tomó la respuesta espectral en cada dirección ortogonal del plano horizontal y se determinó la *GM* pues posee una menor dispersión que las respuestas unidireccionales consideradas de manera independiente (Beyer y Bommer, 2006). El mayor problema de emplear la *GM* de las respuestas espectrales, es que esta medida es muy sensible a la polarización que posea la señal, subestimando la demanda para casos con alta polarización que se pueden dar, por ejemplo, en sitios muy cercanos a la fuente sísmica con efectos de directividad.

El proyecto para desarrollar nuevas leyes de atenuación para la costa oeste y el centro de Estados Unidos de América (*NGA, Next Generation of Attenuation Relationships*), patrocinado por el Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico (*Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER*), utilizó la mediana de las *GM* independientes de la orientación (*GMRotI50*) para actualizar las leyes de atenuación en el 2008 (Power et al., 2008). En el acrónimo *GMRotI50*, *GM* significa Geometric Mean, *RotI* indica independiente de la orientación del sensor y *50* indica que se toma el percentil 50 es decir que se toman valores medianos. Estas *EPMT* fueron utilizadas para actualizar los mapas de amenaza sísmica del USGS (BSSC, 2009). Una segunda versión de las *EPMT* fue publicada en el 2012. Esta vez, se empleó la mediana de demanda máxima, en este caso dependiente del periodo (*RotD50*), como medida de la intensidad sísmica definida como la respuesta de sistemas unidimensionales (Bozorgnia et al., 2014).

2.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El estudio a desarrollar se refiere a dos problemas de los métodos actuales de selección y definición de la demanda sísmica. El primer problema se relaciona con el residual (o error σ) de las regresiones empleadas en las ecuaciones de predicción del movimiento del terreno, que es posible reducir al emplear los parámetros con independencia de la orientación de los sensores (Beyer y Bommer, 2006).

El segundo problema que motiva este estudio, se relaciona más con la determinación de la demanda máxima a considerar para la evaluación de las estructuras. Para ello, se requiere determinar los espectros de respuesta medianos y su relación con los espectros definidos por las normas para el diseño y evaluación de estructuras, contribuyendo a la actual discusión en torno a cuál parámetro se debe emplear para escalar los espectros normalizados en las normas de diseño (ASCE, 2014; BSSC, 2009; J. P. Stewart et al., 2011).

En los dos problemas mencionados interviene el efecto de la direccionalidad del sismo, por lo que se considera necesario estudiar el efecto de la respuesta bidireccional sobre el plano horizontal, y las implicaciones tanto a nivel vectorial como a nivel de respuesta mediana. Al finalizar el estudio, será posible determinar la amenaza espectral mediana (percentil 50) y máxima, así como los registros de aceleración que se ajusten a los espectros seleccionados según los criterios a definir (BSSC, 2015). Es de interés en este trabajo, realizar los cálculos correspondientes con una base de datos de Centroamérica, propiciando investigaciones futuras y la posible actualización de las leyes de atenuación para la zona.

2.1.3. ESTRUCTURA DEL CAPÍTULO

El capítulo desarrolla los conceptos necesarios para la definición de la demanda y sus parámetros de respuesta máxima, así como la selección y caracterización de la misma para realizar los análisis dinámicos en la estructura. A continuación, en la sección 2.2, se tratan los conceptos básicos sobre el tratamiento de las señales sísmicas, el cálculo de espectros de respuesta elástica amortiguada en aceleración y la determinación de los parámetros de respuesta mediana y máxima, así como los efectos de la direccionalidad.

En las secciones 2.3, 2.4 y 2.5 se expone la teoría sobre el efecto de la independencia de la orientación de la respuesta para diferentes medidas de interés. Se calcula la media geométrica de la respuesta (GMRotDpp, GMRotIpp), así como la respuesta unidireccional al rotar una componente de registro (RotDpp, RotIpp) y la composición cuadrática o raíz de la suma de los cuadrados de la respuesta bidireccional (S_{RSS}).

Para finalizar, en la sección 2.6, se aplica el estudio a una extensa base de datos de Centroamérica, determinando la relación entre las diferentes medidas. Además, se determinan los espectros de respuesta medianos para cada una de las diferentes medidas evaluadas.

2.2. CONCEPTOS BÁSICOS

Se ha considerado conveniente definir los aspectos relacionados con el tratamiento de las señales y el cálculo que se efectúa para obtener los parámetros de respuesta máxima. En esta sección del capítulo se muestran los principales conceptos sin que sean desarrollados de manera exhaustiva, ya que esa información se puede encontrar en la literatura.

2.2.1. ACELEROGRAMAS: DOMINIO DEL TIEMPO Y DE LA FRECUENCIA

Los acelerogramas representan la historia temporal de aceleraciones para un sismo, tal como es registrado en un punto dado. Los datos son registrados por un acelerógrafo el cual grava la aceleración del suelo, en función del tiempo. Los acelerógrafos modernos gravan las muestras de la aceleración con un intervalo de tiempo constante o intervalo de muestreo Δt . En general, los acelerógrafos registran tres componentes ortogonales del movimiento del terreno, una vertical y dos en el plano horizontal, las cuales suelen orientarse por convención en las direcciones Norte-Sur (N00E o N-S) y Este-Oeste (N90E o E-O) o con algún azimut en específico dependiendo del objetivo del estudio que se desea desarrollar. Por ejemplo en estructuras civiles, como edificios o puentes, suelen orientarse de acuerdo a las direcciones longitudinal y transversal.

Los primeros acelerógrafos no registraban de manera continua las señales, ya que fueron diseñados para registrar eventos de gran intensidad o movimientos sísmicos fuertes, los cuales ocurren con poca frecuencia. Estos acelerógrafos tenían un sistema de disparo que solía activarse con la componente vertical del sismo a partir de un análisis de la razón señal/ruido. Por esta razón, es frecuente que en los registros antiguos no se cuente con información del pre-evento, iniciando el registro con la amplitud de disparo del aparato. En acelerógrafos más avanzados hay una memoria que almacena un tramo de ruido de forma continua que permite capturar un tramo temporal previo a la llegada de las ondas sísmicas.

En la actualidad, los acelerógrafos poseen memorias digitales de gran capacidad y conexión por internet. Gracias a estas nuevas tecnologías se logra almacenar gran volumen de información y su obtención y tratamiento puede hacerse, y en muchos casos se hace en tiempo real, permitiendo captar tanto el pre-evento como el post-evento.

La Figura 2-1 muestra el acelerograma de las tres componentes del terremoto de Samara del 5 de Setiembre del 2012, con epicentro ubicado en las costas del Pacífico Norte de Costa Rica y magnitud (M_w) de 7.6 (Linkimer et al., 2013). El registro corresponde a la estación GNSR (Provincia Guanacaste, estación en playa Nosara) de la red de acelerógrafos del Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica (LIS-UCR). En el mismo se aprecia cómo el registro posee una gran cantidad de información, tanto antes como después de la fase principal del evento, lo cual garantiza que se ha captado por completo la señal sísmica.

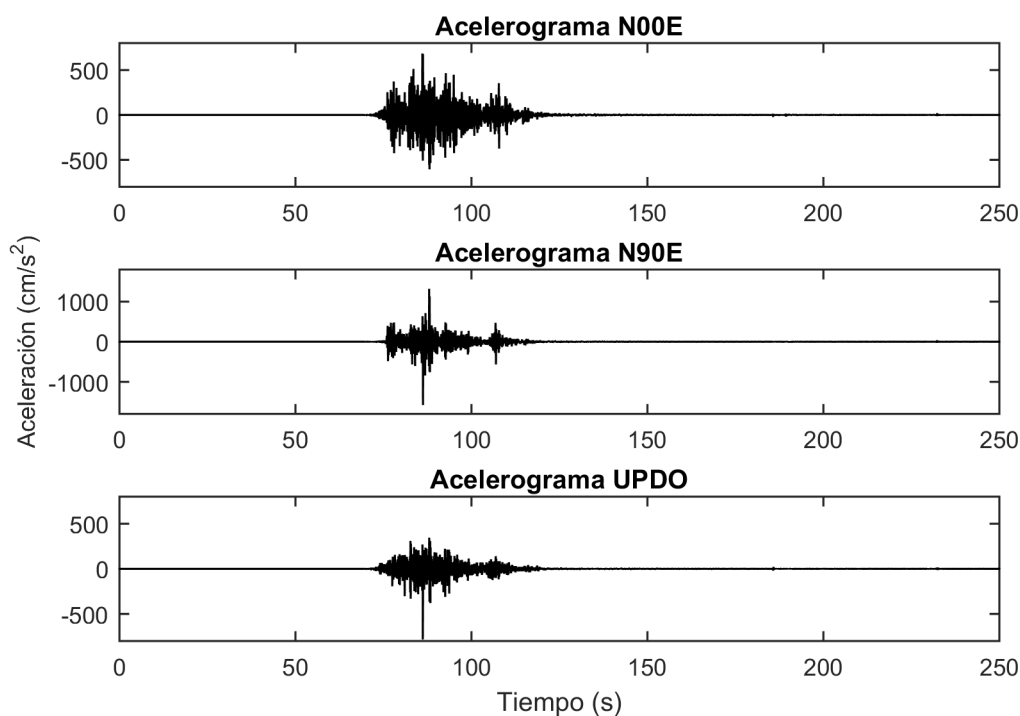


Figura 2-1 Acelerogramas de las componentes horizontales (N00E y N90E) y vertical (UPDO) del sismo de Sámara del 5 de Setiembre del 2012, registrado en la estación GNSR.

Debido a las múltiples variables que intervienen en la liberación de la energía durante un sismo, es posible encontrar en un mismo registro una gran cantidad de ondas que se superponen para formar el registro sísmico. Para poder analizar esta señal sísmica en el dominio de las frecuencias se suele aplicar la transformada de Fourier², con la que se consigue representar el sismo en términos de sus componentes armónicas. A manera de ejemplo, en la Figura 2-2 se muestra el espectro de amplitud y fase angular de Fourier, en el que se aprecia cómo para el rango de frecuencias entre 2 y 8 Hz (0.125 y 0.5 segundos) aproximadamente, se presentan las mayores amplitudes, indicativo de que, para este rango de frecuencias, la señal posee una mayor cantidad de energía.

² Para el análisis de señales sísmicas, se define la aceleración del suelo en función del tiempo como $\ddot{u}_g(t)$, con lo que el espectro de Fourier se define como:

$$\begin{aligned} F(\theta) &= \int_0^T \ddot{u}_g(t) e^{-i\theta t} dt \\ &= \int_0^T \ddot{u}_g(t) \cos \theta t dt - i \int_0^T \ddot{u}_g(t) \sin \theta t dt \end{aligned}$$

La amplitud (ASF) y la fase (FSF) del espectro se pueden definir consecuentemente como:

$$\begin{aligned} ASF &= |F(\theta)| = \sqrt{\left[\int_0^T \ddot{u}_g(t) \cos \theta t dt \right]^2 + \left[\int_0^T \ddot{u}_g(t) \sin \theta t dt \right]^2} \\ FSF &= \tan^{-1} \left(- \frac{\int_0^T \ddot{u}_g(t) \sin \theta t dt}{\int_0^T \ddot{u}_g(t) \cos \theta t dt} \right) \end{aligned}$$

Tomado de Brigham (1974).

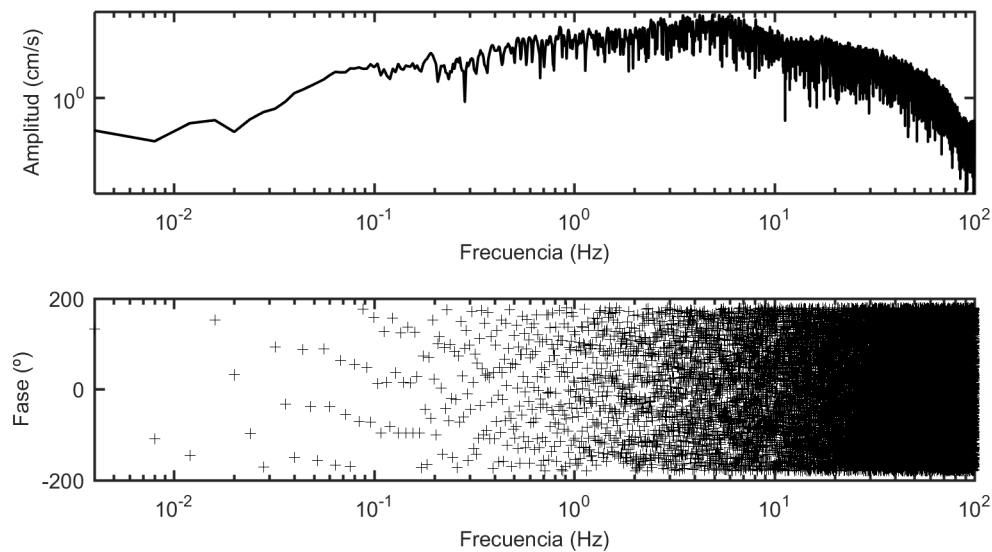


Figura 2-2. Espectro de amplitud y de fase de Fourier para el sismo de Sámara del 5 de Setiembre del 2012 dirección N00E, registrado en la estación GNSR.

Existe la posibilidad de que el registro de aceleraciones posea frecuencias que no sean de interés para la aplicación deseada. Por ejemplo, para el caso del análisis de estructuras, es especialmente relevante contar con un rango de frecuencias similar al de las frecuencias naturales de vibración de las estructuras por analizar, por lo que frecuencias muy bajas (menores a 0.1 Hz) o muy altas (mayores a 20 Hz) pueden resultar innecesarias para el análisis de edificios normales. Para los cálculos que se realizan, tanto en este capítulo como en los posteriores, se utiliza un filtro paso banda tipo Butterworth de orden 6 con fase nula, eliminando aquellas frecuencias que estén por debajo o por encima de las frecuencias seleccionadas como límite para cada registro.

2.2.2. DURACIÓN DEL SISMO

A pesar de que la mayoría de las medidas de intensidad (IM) son independientes de la duración del sismo, existen algunos parámetros para cuantificar el daño en las estructuras que se pueden modificar con la duración, especialmente al considerar la velocidad con la que es liberada la energía sísmica. La mayoría de propuestas para determinar la duración de la fase fuerte de los sismos se relacionan con la acumulación de la aceleración cuadrática (Arias, 1970) y una de las más aplicadas es la propuesta por Trifunac y Brady (1975), que definen la duración de la fase fuerte como el intervalo entre el 5% y el 95% de la integral del cuadrado de la aceleración, a cuyo tiempo se le suele llamar “duración significativa”. También se puede citar la duración acotada propuesta por Bolt (1973), que se determina como la duración entre la primera y la última incursión de la aceleración sobre un determinado nivel. Se propone para ésta duración un límite de 0.05g o 0.1g, lo cual dejaría sin duración a todos aquellos registros con valores de aceleración menores a dicho límite.

Si bien la duración se puede relacionar con el daño de las estructuras, para el presente informe no resulta relevante determinar de manera precisa este parámetro y lo que realmente se desea es determinar el punto de inicio y fin de la fase fuerte con el objetivo de delimitar el evento y poder optimizar el cálculo de los diferentes parámetros relacionados con cada uno de los registros de aceleración, reduciendo el tiempo efectivo de cálculo al quitar aceleraciones nulas o casi nulas.

A pesar de que el uso de la duración significativa se considera apropiado para el análisis de estructuras, al realizar pruebas para diferentes registros, se observa que los límites definidos son poco conservadores pues pueden dejar por fuera parte de la fase fuerte de la señal, lo cual puede incidir sobre el análisis de las estructuras. Por lo tanto, se cambia de enfoque para la definición de los puntos de inicio y final y se realiza un análisis del ruido de la señal del pre y post evento. Para ello, se define en los primeros 5 segundos del registro el valor promedio del cuadrado de las aceleraciones y la desviación estándar del mismo tramo. Con estos valores se establece como valor umbral o de referencia, igual al valor medio del cuadrado de las amplitudes de la señal en los 5 segundos seleccionados, más 2.5 veces la desviación estándar, con lo que se considera el 99% de los valores de aceleración dentro de éste primer tramo.

Una vez que se define el valor umbral, se determina el valor medio para el cuadrado de las aceleraciones en un tramo con una longitud total de 5 segundos, pero desplazando la ventana un segundo en la dirección en que se encuentra la fase fuerte del sismo. Se verifica si el valor medio del tramo es superior al valor de referencia. Si se cumple con ésta condición se define el inicio del tramo evaluado como el inicio del registro, de lo contrario se desplaza la ventana un segundo y se repite la evaluación hasta que se cumpla el criterio. El mismo procedimiento es aplicado en el final de registro haciendo una evaluación de intervalos desplazándose con intervalos de -1.0 segundos.

En sismos con gran cantidad de puntos antes y después del evento principal, como es el caso de los registros provenientes de aparatos digitales, al evaluar los primeros 5 segundos se tendrá una medida del ruido, permitiendo establecer el tramo en el que se da el disparo de las aceleraciones, conservando al menos 4 segundos de pre y post evento.

Para el caso de sismos digitalizados de registros analógicos, es común tener pocos puntos antes de evento principal, pues por lo general el registro tendrá una aceleración de disparo relativamente alta. En éstos casos el valor de referencia será muy elevado pues en el tramo inicial de 5 segundos se tendrá parte del evento, por lo que es poco probable que al realizar el análisis de ventanas adyacentes con variaciones de 1 segundo, el promedio de las aceleraciones al cuadrado supere dicho valor, por lo que el inicio y el fin del registro se quedarán en los puntos originales. En la Figura 2-3 se observa un ejemplo del proceso de definición del punto de inicio de dos registros, uno para el caso en el que se posee una gran cantidad de punto en el pre evento y otro para el caso en que el registro no cuenta con puntos antes del evento principal. En el primer caso, al evaluar el promedio de las aceleraciones al cuadrado en cada tramo, se observa como el valor se mantiene por debajo

del umbral hasta que en la ventana se incluye parte de la señal en la que la función de verificación da un salto y sobrepasa el valor de referencia. En el otro caso, al incluir parte de la señal en la primera ventana, el valor de referencia será muy superior al promedio de las demás ventanas, garantizando que el punto de inicio se conserva al inicio del registro.

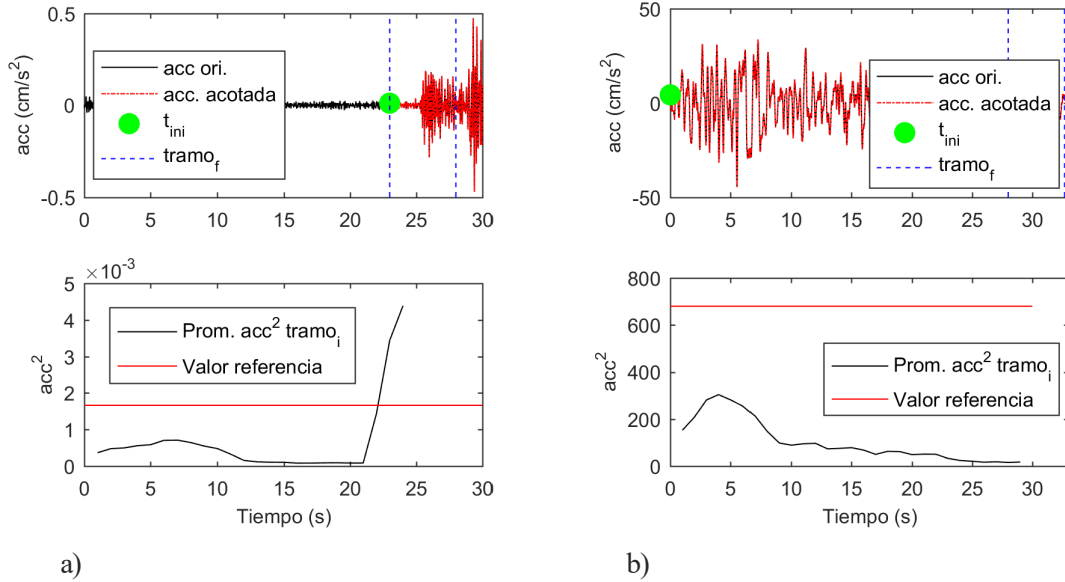


Figura 2-3. Ejemplo de recorte del inicio de la señales para: (a) registros con gran cantidad de puntos antes de la fase fuerte y (b) registros con pocos puntos antes de la fase fuerte.

2.2.3. ESPECTROS DE RESPUESTA

La ecuación que describe el movimiento del sistema con un *SDOF* mostrado en la Figura 2-4, sujeto a la aceleración del terreno en función del tiempo $\ddot{u}_g(t)$, está dada por

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad 2-1$$

donde m representa la masa del sistema, $\ddot{u}(t)$ la aceleración relativa, c es el amortiguamiento tipo viscoso, $\dot{u}(t)$ es la velocidad, k es la rigidez lateral y $u(t)$ es el desplazamiento relativo. Si se divide la Ecuación 2-1 entre m , se considera que $\omega_n = (k/m)^{1/2}$ es la frecuencia natural de la estructura, que $\xi = c/2m\omega_n$ es el factor o porcentaje del amortiguamiento crítico y $\omega_d = \omega_n(1 - \xi^2)^{1/2}$ es la frecuencia natural amortiguada, se tiene que :

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \quad 2-2$$

Se puede observar en esta ecuación, cómo la respuesta del sistema depende de la frecuencia natural del sistema y del factor de amortiguamiento crítico, por lo que para la misma fuerza externa, para dos sistemas cualesquiera

con la misma frecuencia natural y factor de amortiguamiento, se obtendrá la misma respuesta sin importar cual posea más masa o cual sea más rígido en términos relativos.

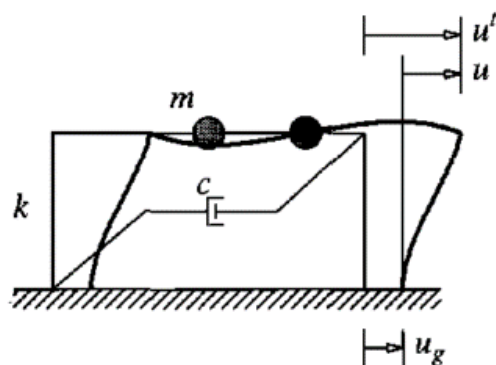


Figura 2-4. Sistema de un grado de libertad con excitación en la base (Chopra, 2007).

Realizando el cálculo de la respuesta de desplazamiento relativo, velocidad relativa o aceleración absoluta con un mismo registro sísmico y para diferentes *SDOF*, es posible graficar la respuesta máxima en función de la frecuencia natural o el periodo natural ($T_n = 2\pi/\omega_n$).

En la Figura 2-5 se muestra la respuesta en aceleraciones para tres *SDOF* con diferentes periodos naturales, esto considerando la dirección N00E y N90E del sismo de Sámara. Se ha señalado la respuesta máxima de cada oscilador, la cual ocurre en instantes distintos para cada uno de los casos mostrados.

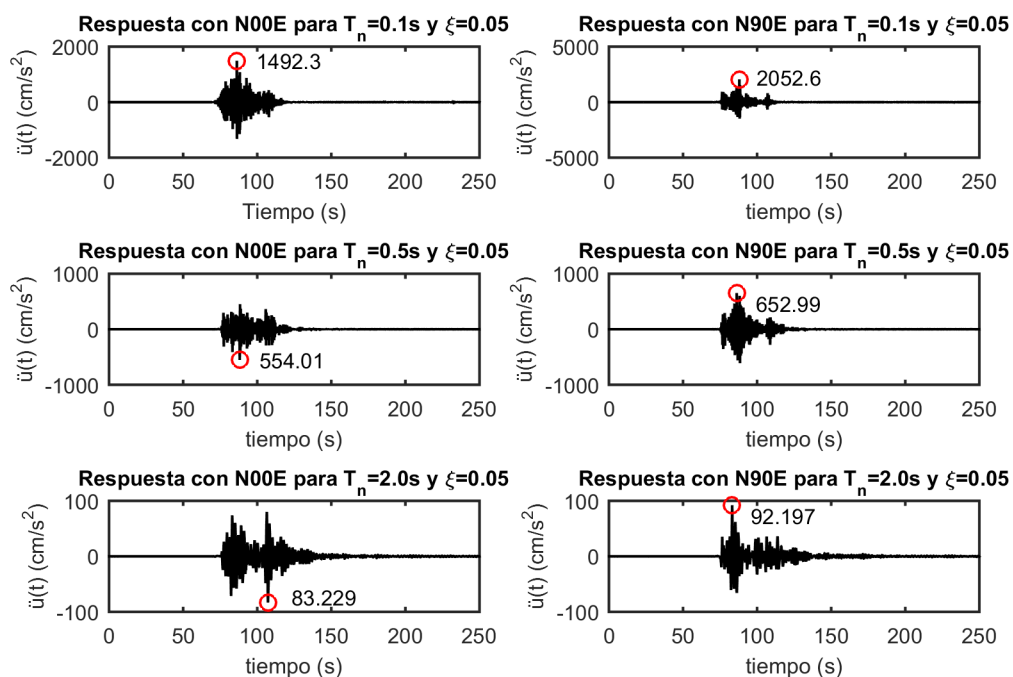


Figura 2-5. Respuesta en aceleraciones de tres osciladores de un grado de libertad para la dirección N00E y N90E del sismo de Sámara del 5 de Setiembre del 2012, registrada en la estación GNSR.

Estos valores señalados, corresponderán a 3 puntos del espectro de respuesta, mostrado en la Figura 2-6, el cual resume la respuesta para 200 osciladores de un grado de libertad, con un factor del amortiguamiento crítico del 5%. Se observa cómo el espectro de respuesta posee variaciones rápidas en la amplitud de la aceleración espectral. Este tipo de gráficas nos permiten entender lo importante que es determinar de manera correcta el periodo natural de las estructuras, pues con pequeños errores se puede pasar de un mínimo local a un máximo al realizar la evaluación de la demanda sísmica con espectros de respuesta de este tipo.

Se puede definir entonces el espectro de respuesta como la representación gráfica de la variación del valor absoluto de la máxima respuesta de un sistema de un grado de libertad para un registro sísmico en particular y con un determinado factor de amortiguamiento respecto a la frecuencia natural o periodo natural.

En general, los espectros de respuesta son calculados con un 5% de factor de amortiguamiento crítico (ξ) pues se considera que se ajusta bien al comportamiento de las estructuras bajo condiciones inelásticas (Newmark y Hall 1982). Sin embargo, dependiendo del tipo de estructura analizada o el objetivo específico en que se desee aplicar el espectro de respuesta, se puede modificar el amortiguamiento de los sistemas de un grado de libertad.

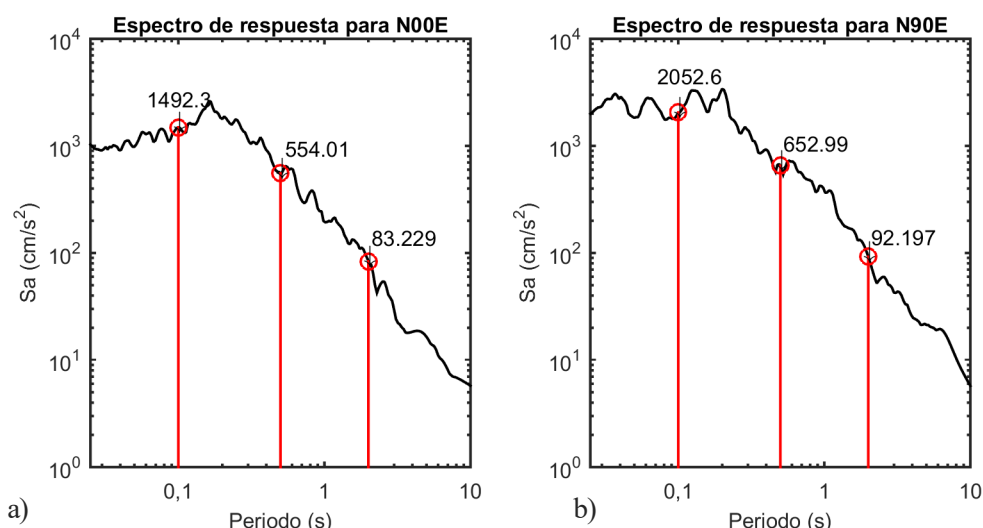


Figura 2-6. Espectro de respuesta en aceleraciones para la dirección: (a) N00E y (b) N90E, del sismo de Sámara del 5 de Setiembre del 2012, registrada en la estación GNSR. Se muestran también los periodos analizados en la Figura 2-5.

2.2.4. PARÁMETROS DE RESPUESTA MEDIANA Y MÁXIMA: EFECTO DE DIRECCIONALIDAD

Debido a la gran cantidad de variables que intervienen en la generación y propagación de las ondas sísmicas, existe una considerable dispersión en los parámetros de respuesta máxima al ser comparados entre diferentes eventos o incluso para el mismo evento registrado en estaciones distintas, lo cual dificulta su correlación e interpretación. No ha sido posible a la fecha, definir un único parámetro para caracterizar el daño o los efectos percibidos para todos los eventos sísmicos. Pero, dentro del gran número de parámetros disponibles, se

considera que la aceleración espectral (S_a) es el más apropiado por considerar las variaciones dinámicas en las estructuras.

Uno de los principales avances en los últimos años para reducir las incertidumbres epistémicas, es la inclusión del efecto de direccionalidad en la determinación, tanto de los registros sísmicos, como en la de los espectros de respuesta. Diferentes investigaciones (Beyer y Bommer, 2006; Boore et al., 2006; Huang et al., 2011; Shahi y Baker, 2013; J. P. Stewart et al., 2011) han demostrado que existe una fuerte influencia del ángulo con el cual es registrado el sismo sobre los parámetros de respuesta estructural, por lo que al eliminar la dependencia sobre esta variable se reducirá la dispersión.

Los registros de aceleración cercanos a la fuente o de sismos de gran magnitud, pueden estar altamente polarizados. Sin embargo, en algunas ocasiones, debido a la forma como se ponderan los datos, no es posible captar este efecto, generando parámetros de respuesta menores a los que se podrían obtener sobre la dirección principal del registro. En la Figura 2-7 se observa la representación sobre el plano horizontal del terremoto de Sámara del 5 de Setiembre del 2012 para dos estaciones distintas. Se observa que para la estación GNSR se presenta una mayor polarización debido probablemente a la cercanía del epicentro (23.96 km), mientras que para el caso de la estación GSTC, ubicada a 56.35 km del epicentro, se observa una menor polarización de la señal, probablemente debido a la atenuación de las ondas sísmicas que modifican la señal con la distancia.

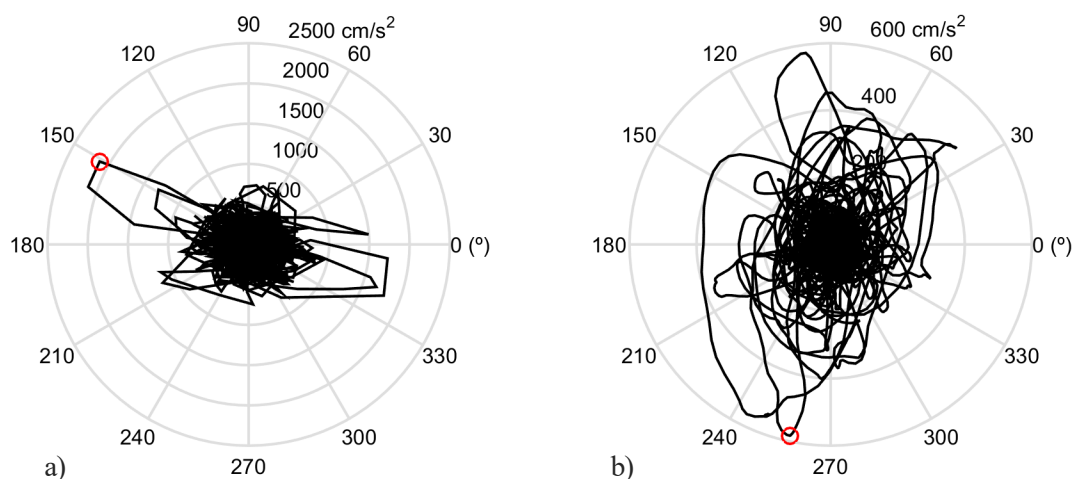


Figura 2-7. Órbita de aceleraciones del sismo de Sámara del 5 de Setiembre del 2012 en: (a) Estación GNSR y (b) Estación GSTC.

Se puede observar, además, que las PGA 's para la dirección N90E en la estación GNSR y en la dirección N00E para la estación GSTC, corresponden a las respectivas proyecciones de la PGA máxima sobre dichos planos. En ambos casos, la PGA posee valores cercanos a los valores máximos absolutos, sin embargo, el valor máximo se da sobre una orientación distinta a las componentes ortogonales originales (N61W y N12E, respectivamente). Esta cercanía entre valores máximos se debe únicamente a una coincidencia entre la orientación del acelerógrafo y la dirección del sismo, pues queda en evidencia que el movimiento del terreno

no es uniforme y que no se puede pensar que la máxima solicitud coincidirá siempre con la orientación del aparato.

Esta falta de uniformidad en orientación de la máxima demanda sísmica, genera la necesidad de evaluar las medidas de intensidad con independencia de la orientación del sensor, seleccionando parámetros de intensidad tanto media como máxima, que se desarrollarán en las siguientes secciones.

2.3. LA MEDIA GEOMÉTRICA

La media geométrica (*GM*) de la respuesta espectral de dos registros ortogonales es la principal IM utilizada históricamente en las *EPMT* (Douglas, 2003). Se ha observado que la *GM* reduce ligeramente la dispersión de los factores de regresión en las ecuaciones de ajuste (Baker y Cornell 2006; Watson-Lamprey y Boore 2007) debido a que la distribución de los parámetros son consistentes con la distribución log normal (Abrahamson, 1988), donde la media geométrica es equivalente a la media aritmética del logaritmo de los valores.

Reconociendo que existe una dependencia de los parámetros de respuesta con la orientación en que fueron obtenidos los registros, Boore et al. (2006) proponen una metodología para determinar los parámetros independientes de la orientación del sensor, la cual ha sido utilizada para el cálculo de las *EPMT* del proyecto *NGA-PEER* (Power et al., 2008). Se expone a continuación el desarrollo de dicha metodología, así como un ejemplo de aplicación.

2.3.1. EL PROBLEMA DE LA ORIENTACIÓN DEL SENSOR

La orientación del sensor influye directamente en la amplitud registrada, no siendo siempre capaz de registrar la acción real máxima. Tomando la definición de respuesta espectral en aceleraciones dada en la sección 2.2.3, la cual define la aceleración espectral en cada una de estas direcciones ortogonales en el plano horizontal como $Sa_x(T_i)$ y $Sa_y(T_i)$ para cada uno de los *SDOF* considerado con periodo T_i , y que en términos generales, representaran las direcciones N90E y N00E respectivamente, la media geométrica de las componentes horizontales según su dirección de registro original se define como:

$$Sa_{GMar}(T_i) = \sqrt{S_{ax,ar}(T_i) \cdot S_{ay,ar}(T_i)} \quad 2-3$$

donde el subíndice “*ar*” hace referencia a que corresponde a la dirección en que se registró el sismo (*as-recorded* en inglés). Se puede demostrar fácilmente, que la *GM* corresponde al anti-logaritmo de la media aritmética del logaritmo de las aceleraciones en las direcciones ortogonales. Al realizar esta operación para cualquier ponderación entre valores espectrales, se está dejando de lado el hecho de que los valores espectrales $S_{ax}(T_i)$ y $S_{ay}(T_i)$ por lo general, no ocurren en el mismo instante de tiempo (Figura 2-5). Esta falta de

concordancia es considerada como conservadora, pues emplea los valores máximos posibles en cada dirección, sin embargo, se aleja de lo que realmente experimenta el sistema al analizar la respuesta bidireccional, pudiendo contribuir a la dispersión de los parámetros.

Esta forma de promediar la respuesta espectral generará un resultado inadecuado en general, y en particular y de forma muy significativa para señales polarizadas, es decir, señales cuya respuesta en una dirección sea muy inferior en comparación con la otra. En el caso extremo se puede pensar que, para una señal con polarización completa, la respuesta en la dirección perpendicular a la dirección principal de la acción será igual a cero, por lo que la GM será igualmente cero. Se presenta a continuación una propuesta que busca eliminar la dependencia con la orientación para la GM de la respuesta espectral y que fue presentada por Boore et al. (2006).

Medidas dependientes del periodo ($Sa_{GMRotDpp}$)

Tomando las dos historias temporales registradas en el plano horizontal, se utiliza la combinación lineal de las dos componentes ortogonales para definir las historias temporales proyectadas sobre cualquier par de direcciones ortogonales. Si llamamos $acc_x(t, 0)$ y $acc_y(t, 0)$ a las historias en aceleración que, a su vez, generan los espectros de respuesta $Sa_x(T_i)$ y $Sa_y(T_i)$ respectivamente, donde $(t, 0)$ indica que son función del tiempo (t) y que están proyectadas sobre los ejes originales con un ángulo igual a cero. La combinación de las señales será:

$$\begin{aligned} acc_1(t, \theta) &= acc_x(t, 0) \cos \theta + acc_y(t, 0) \sin \theta \\ acc_2(t, \theta) &= -acc_x(t, 0) \sin \theta + acc_y(t, 0) \cos \theta \end{aligned} \quad 2-4$$

que es aplicable para un rango de rotaciones θ que muestra una periodicidad de la respuesta cada 90 grados (Boore et al., 2006).

En la Figura 2-8 se muestra la variación de la PGA para las componentes horizontales del sismo de Sámara (GNSR), donde se presenta un rango de ángulos entre 0 y 180 grados con el objetivo de visualizar cómo a partir de los 90 grados, se intercambian los valores entre las dos direcciones, por lo que el valor de la GM será periódica cada 90 grados.

Repitiendo el cálculo (mostrado para un $SDOF$) con diferentes periodos, se obtiene la media geométrica de la respuesta espectral $Sa_{GM}(T_i)$ para el rango angular definido con variaciones angulares $(\Delta\theta)$ de 1 grado. Para cada $SDOF$ se tienen 90 valores no redundantes de Sa_{GM} que si se ordenan de manera descendiente, es posible definir que: el percentil (pp) 0 corresponderá al valor mínimo, el percentil 100 será el valor máximo y el percentil 50 será el valor mediano. Si se toman los valores de todos los periodos analizados se obtiene el espectro $Sa_{GMRotDpp}$, el cual es dependiente para cada periodo. Es decir, el valor del percentil deseado (pp) no corresponde al mismo ángulo con que se rotaron las historias temporales (de ahí la letra D).

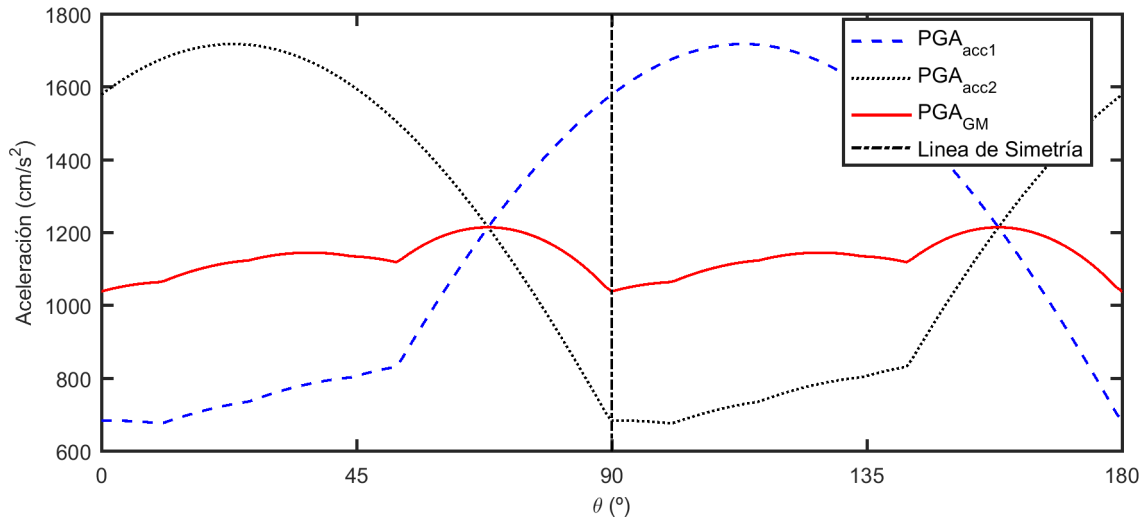


Figura 2-8. Variación de la PGA para las señales acc1 y acc2 del sismo de Sámara del 5 de Setiembre del 2012, registrada en la estación GNSR, según ecuaciones 2-3 y 2-4.

El principal problema de esta dependencia, es que no se puede definir una pareja de acelerogramas cuyo espectro $Sa_{GM}(T_i)$ sea igual al $Sa_{GMRotDpp}$ deseado, lo que resultaría conveniente para el análisis de desempeño en estructuras.

Los percentiles que se consideran y que poseen mayor valor para el análisis de la amenaza, son el percentil 50, que representa el valor mediano, y el percentil 100, que representa el valor máximo. A manera de ejemplo se muestran en la Figura 2-9a los 90 espectros Sa_{GM} obtenidos para el sismo de Sámara. Se remarca en la figura el espectro $Sa_{GMRotD50}$ y el $Sa_{GMRotD100}$, además del espectro que se obtiene para un ángulo igual a cero, es decir el Sa_{GMar} . También es posible apreciar, que existe una similitud entre el espectro correspondiente al percentil 50 y el espectro determinado para la orientación original para un cierto rango de periodos, lo cual es circunstancial y no puede tomarse como una regla.

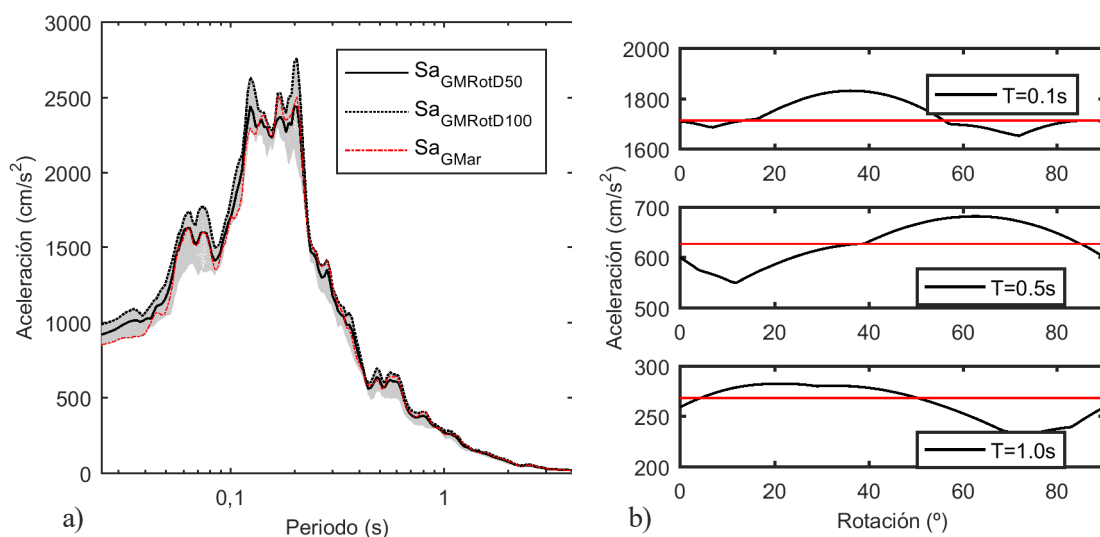


Figura 2-9. (a) Espectros Sa_{GM} para el sismo de Sámara. (b) Variación de la respuesta espectral como función del ángulo de rotación para tres SDOF con periodos de 0.1, 0.5 y 1.0 segundos. Se señala con una línea horizontal el valor correspondiente al percentil 50.

En la Figura 2-9b se muestra la variación de la respuesta espectral Sa_{GM} para tres $SDOF$ con periodos de 0.1, 0.5 y 1.0 segundo. Se señala además el valor correspondiente con el percentil 50. Se observa que tanto los valores máximos como los medianos no se dan para el mismo valor de rotación al comparar los 3 $SDOF$.

Medidas independientes del periodo (GM_{RotIpp})

Con el objetivo de eliminar la dependencia con el periodo, Boore et al. (2006) proponen una aproximación que busca determinar un único ángulo cuyo espectro Sa_{GM} posea el menor error medio (según la función de error definida en el documento), tomando como referencia el espectro para el percentil deseado. Este espectro se llama $Sa_{GM_{RotIpp}}$, que será independiente de la orientación en que se registró el sismo, pero además será posible reproducirlo a partir de las señales sísmicas originales al combinarlas con la ecuación 2-4 para un único ángulo.

Se define una función de error (ecuación 2-5) que toma la diferencia entre todos los espectros Sa_{GM} y el espectro $Sa_{GM_{RotDpp}}$, por lo que se tendrá una función de error para cada percentil seleccionado. El error se determina para el número de periodos empleados en el cálculo de los espectros de respuesta (N_{per}), que irá desde el periodo T_1 hasta el periodo T_h , tomando h igual que N_{per} .

$$error(\theta) = \frac{1}{N_{per}} \sum_{i=1}^h \left[\frac{Sa_{GM}(\theta, T_i)}{Sa_{GM_{RotDpp}}(T_i)} - 1 \right]^2 \quad 2-5$$

Un inconveniente de esta medida es que, al considerar todo el rango de periodos, es posible que el ajuste realizado no sea óptimo para algún periodo en específico, y es posible que para el análisis de estructuras con un periodo natural en particular exista un error mayor. En la Figura 2-10 se muestra de manera gráfica el ángulo que minimiza la función de error. En la parte superior de la figura está la normalización de los valores espectrales de cada $SDOF$ respecto al valor para el percentil 50 (izquierda) y 100 (derecha). En la parte inferior se grafica la función de error, cuyo punto mínimo define el ángulo a utilizar para el espectro $Sa_{GM_{RotIpp}}$.

Una vez determinado el valor del ángulo que minimiza el error, se define el espectro con independencia, tanto de la orientación del sensor como del periodo de los osciladores considerados para el análisis espectral, como:

$$Sa_{GM_{RotIpp}}(T_i) = Sa_{GM}(\theta_{min}, T_i) \quad 2-6$$

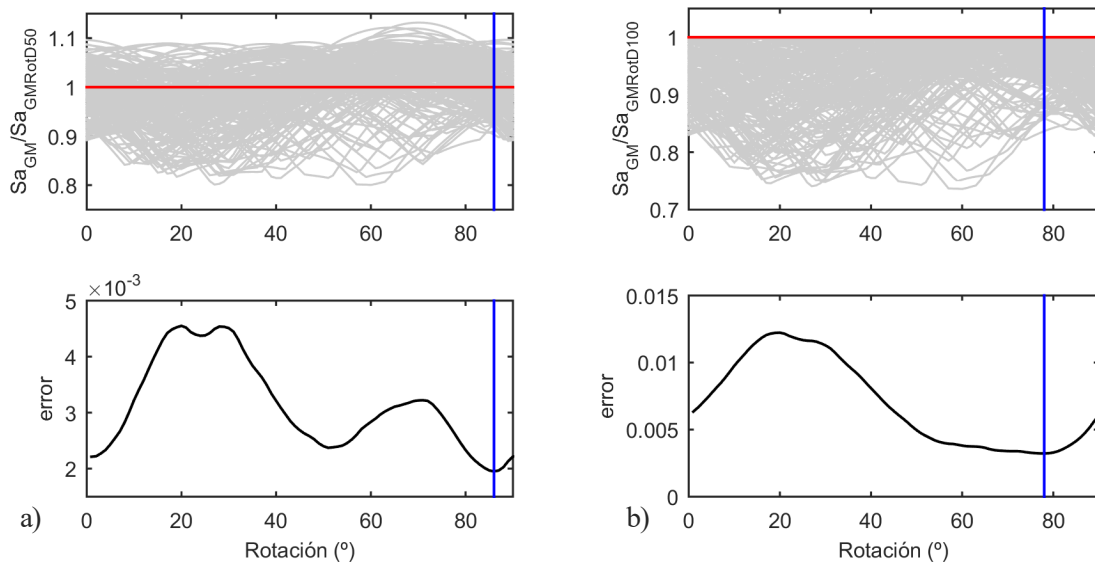


Figura 2-10. Representación gráfica de la función de error para definir el espectro $Sa_{GMRotD50}$. En la parte superior se muestra la normalización de las amplitudes espectrales para cada SDOF, mientras que en la parte inferior se muestra la función error, en (a) para el percentil 50 y en (b) para el percentil 100.

En la Figura 2-11 se muestra la comparación entre los espectros $Sa_{GMRotD50}$ y $Sa_{GMRotD100}$, para el caso del percentil 50 (izquierda) y el percentil 100 (derecha). En las figuras, es claro que el ajuste para algunas zonas del espectro no es apropiado, por lo que pierde atractivo como medida de intensidad para definir las *EPMT*.

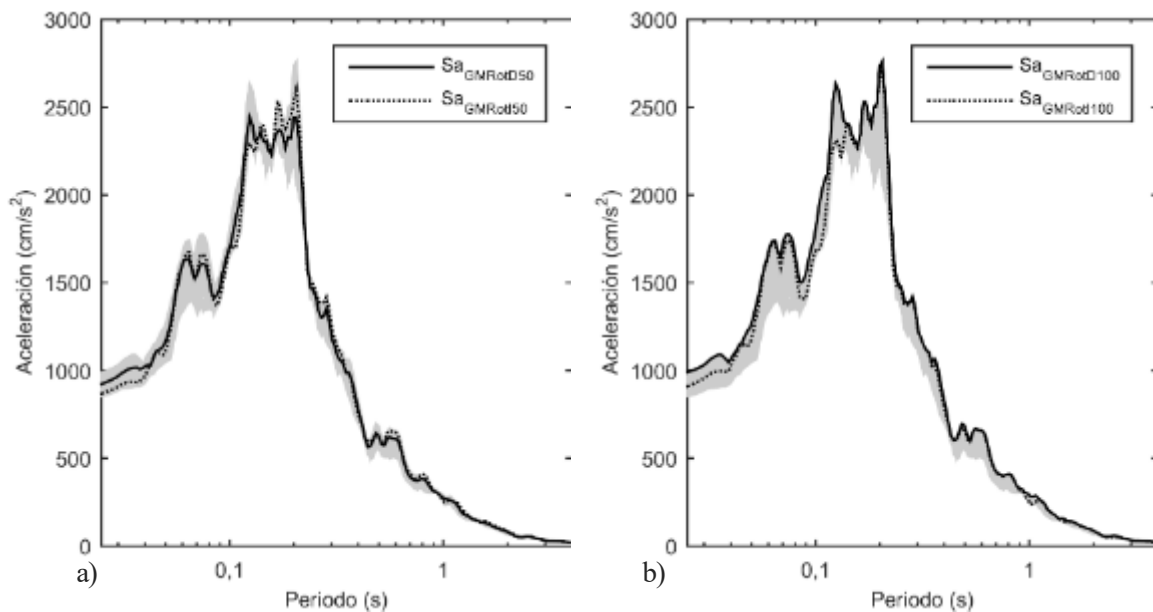


Figura 2-11. Comparación entre los espectros de la *GM* independientes de la orientación del sensor con dependencia e independencia del periodo para: (a) el percentil 50 y (b) el percentil 100.

2.4. RESPUESTA UNIDIRECCIONAL

La respuesta espectral en una sola dirección fue empleada inicialmente como medida de intensidad para las *EPMT* (Joyner y Boore, 1981) ya que se poseía muy pocos registros de aceleración, por lo que el peso dentro

de las estadísticas de cada evento era muy grande y podía generar resultados sesgados (Douglas, 2003). Con el paso de los años, se comprobó que medidas como la *GM* poseen menor dispersión en las ecuaciones de atenuación, dejando de lado el uso de la respuesta unidireccional.

Con el objetivo de determinar la respuesta independiente de la orientación del sensor para un *SDOF*, Boore (2010) hace una adaptación de la metodología presentada en la sección anterior para determinar la respuesta mediana (percentil 50) y máxima (percentil 100) de la respuesta unidireccional de sistemas amortiguados. Para ello considera todas las posibles orientaciones de la acción sísmica proyectando los registros de aceleración sobre un eje, tal y como se define $acc_1(t, \theta)$ en la ecuación 2-4. Esta acción sísmica, tiene una periodicidad de 180° , pues los valores negativos en las historias temporales únicamente representan un cambio de dirección, por lo que para el análisis de la respuesta espectral (considerada como el valor máximo de la respuesta de un *SDOF*), los cambios en dirección no tienen efecto en la magnitud del vector resultante.

Debido a controversias entre ingenieros y sismólogos en Estados Unidos para poder definir el parámetro que mejor represente la amenaza para el diseño de estructuras, se consideró necesario modificar el parámetro empleado para la definición de las leyes de atenuación. Por este motivo, para el proyecto *NGA-2* (Bozorgnia et al., 2014), el $Sa_{GMRotI50}$ es sustituido por el Sa_{RotD50} .

Siguiendo las definiciones de las medidas de intensidad definidas en la sección anterior, se llama *RotDpp* a la medida de respuesta unidireccional independiente de la orientación del sensor, pero dependiente del periodo de cada uno de los osciladores de un grado de libertad (*D*), calculado para un cierto percentil *pp*; mientras que *RotIpp* será el equivalente pero independiente tanto de la orientación de los sensores como del periodo.

2.4.1. MEDIDAS DEPENDIENTES DEL PERIODO (ROTDP)

Tomando el vector de aceleraciones $acc_1(t, \theta)$ definido en la ecuación 2-4, es posible definir para un rango de 180° y considerando una variación angular entre cada eje auxiliar de 1° , un total de 180 historias temporales que corresponden a la proyección de la respuesta bidireccional de una partícula sobre un plano con la dirección definida por θ . Si para cada historia temporal se determina la respuesta espectral para un mismo *SDOF*, se obtendrá la respuesta máxima para todas las direcciones no redundantes del sistema. Repitiendo el cálculo para un rango de periodos, se generan los espectros de respuesta.

Ordenando los valores de la respuesta espectral para cada oscilador, se determinan los valores correspondientes con los percentiles 50 y 100 que corresponden con los valores de la mediana y el máximo, respectivamente. En la Figura 2-12a se muestra el espectro Sa_{RotD50} y $Sa_{RotD100}$, además del espectro en la dirección *X* para el registro de la estación GNSR del sismo de Sámara del 5 de setiembre del 2012. Se observa cómo para periodos entre 0.25 y 0.45 segundos, la respuesta en la dirección *X* está cerca del percentil 100, pero para periodos menores a 0.25 segundo este espectro está por debajo incluso del percentil 50, lo cual muestra la variabilidad

de la respuesta espectral con respecto al periodo. En la Figura 2-12b se muestra la variación de la respuesta de 3 *SDOF* con la rotación angular, indicando con una línea horizontal el valor correspondiente con el percentil 50 (Sa_{RotD50}).

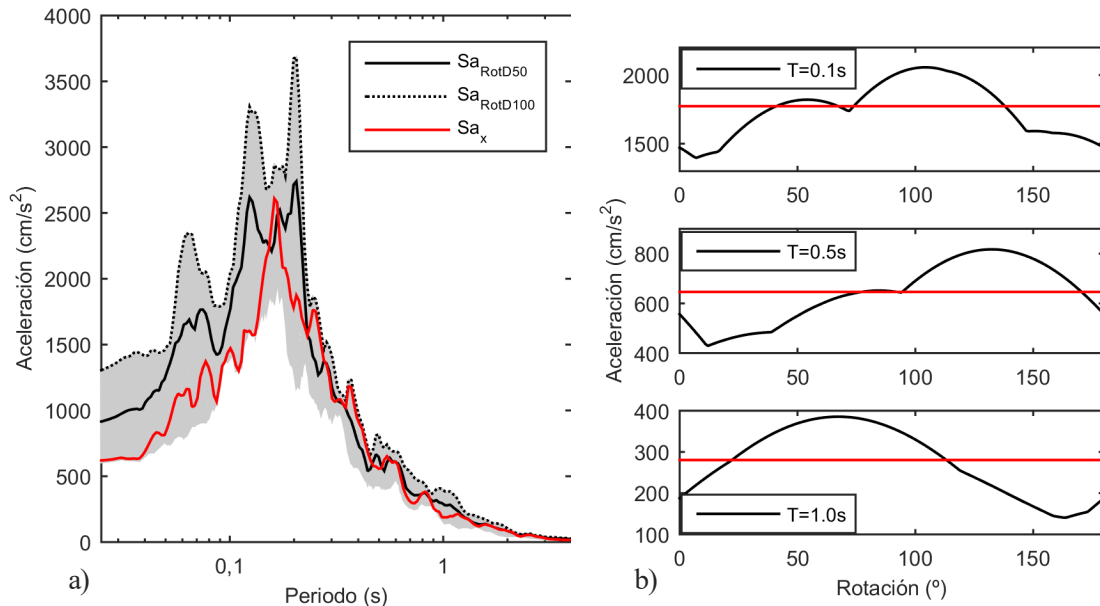


Figura 2-12. (a) Espectros unidireccionales para el sismo de Sámara. (b) Variación de la respuesta espectral como función del ángulo de rotación para tres *SDOF* con periodos de 0.1, 0.5 y 1.0 segundos. Se señala con una línea horizontal el valor correspondiente con el percentil 50.

2.4.2. MEDIDAS INDEPENDIENTES DEL PERIODO (ROTIPP)

Las medidas independientes tanto de la orientación del sensor como del periodo de los *SDOF*, no son utilizadas para la definición de *EPMT* ni para la definición de historias temporales para el análisis estructural, ya que se considera una medida con una gran dispersión y que por lo general no se apega al comportamiento deseado para una medida de intensidad (Boore, 2010; Shahi y Baker, 2013). La definición de las medidas independientes sigue el mismo procedimiento que las definidas en la sección anterior para la media geométrica, por lo que es necesario definir la función de error y determinar el ángulo que la reduce.

En la Figura 2-13 se muestra la comparación entre los espectros unidireccionales dependientes e independientes del periodo para el percentil 50 y para el percentil 100. Se aprecia cómo, para algunos periodos, existen grandes diferencias entre el valor dependiente (*D*) y el independiente (*I*), llegando inclusive a acercarse el espectro Sa_{RotD50} al valor del percentil 100, lo cual claramente no es deseado.

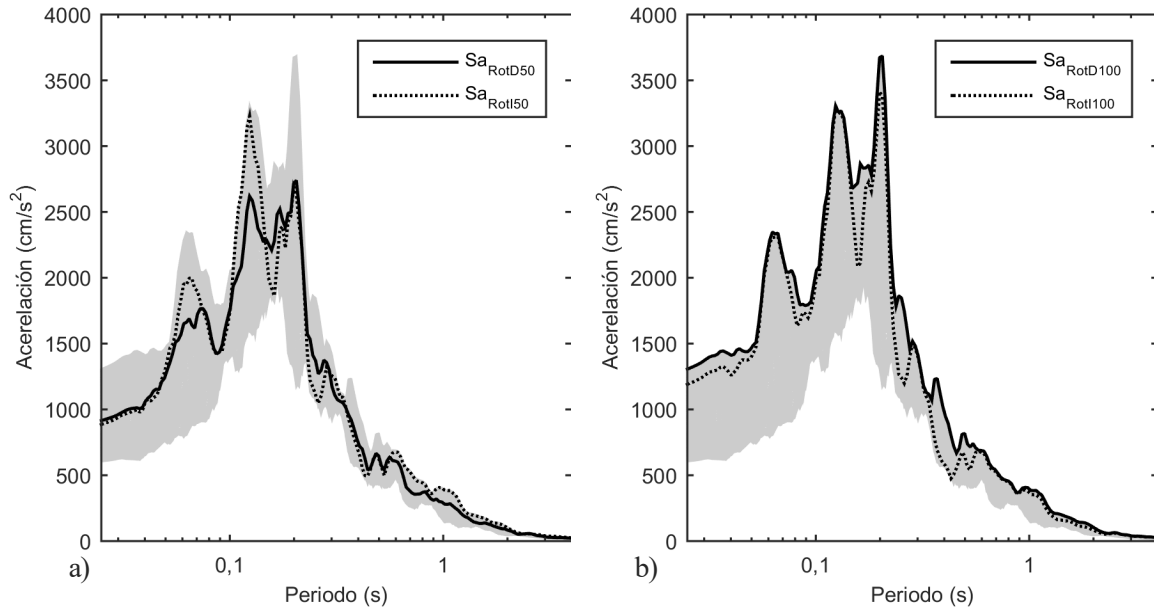


Figura 2-13. Comparación entre los espectros unidireccionales independientes de la orientación del sensor con dependencia e independencia del periodo para: (a) el percentil 50 y (b) el percentil 100.

2.5. LA RAÍZ DE LA SUMA DE LOS CUADRADOS O COMPOSICIÓN VECTORIAL

La Raíz de la suma de los cuadrados (*Root-Sum-of-Squares*, *RSS*) es empleada como parámetro de ponderación y, además, se utiliza en la determinación de la magnitud resultante de la composición de vectores ortogonales siguiendo el teorema de Pitágoras. Para un correcto análisis del comportamiento de la respuesta estructural, se considera conveniente realizar la composición de las historias temporales para obtener la respuesta de una partícula sobre un plano horizontal. Esta interpretación de la respuesta posee un significado físico claro y es fácil de determinar. A continuación se presenta la metodología y los resultados del análisis de una señal sísmica por medio de la composición vectorial.

2.5.1. ANÁLISIS VECTORIAL DE LA SEÑAL SÍSMICA

Considerando la respuesta de un *SDOF* en sus dos direcciones ortogonales sobre el plano horizontal para cada instante de tiempo (t_i), se tendrán dos vectores que contienen la respuesta en aceleración, los cuales se definen como $\ddot{u}_x(t_i)$ y $\ddot{u}_y(t_i)$. La composición vectorial se define para cada paso de tiempo determinando el ángulo y el módulo de la suma de los vectores como:

$$\begin{aligned}\ddot{u}_{RSS}(t_i) &= \sqrt{[\ddot{u}_x(t_i)]^2 + [\ddot{u}_y(t_i)]^2} \\ \theta_{RSS}(t_i) &= \tan^{-1} \left[\frac{\ddot{u}_y(t_i)}{\ddot{u}_x(t_i)} \right]\end{aligned}\tag{2-7}$$

donde RSS se utiliza para representar que el producto realizado es la Raíz de la Suma de los Cuadrados. La respuesta máxima o espectral de cada oscilador se define como el valor máximo de toda la historia temporal, es decir:

$$Sa_{RSS}(T_i) = \max|\ddot{u}_{RSS}(t_i)| \quad \forall (T_i) \quad 2-8$$

Este valor espectral considera la interacción que existe entre las dos componentes, por lo que el valor máximo no necesariamente coincide con el máximo determinado en cada dirección por separado. Esta medida será siempre igual o menor a la RSS de las respuestas espectrales ortogonales $Sa_x(T_i)$ y $Sa_y(T_i)$, que sigue siendo sugerida en las normas de diseño actuales (ASCE, 2014) para determinar la respuesta máxima estructural. El problema con esta última medida, es que considerará únicamente los máximos en cada dirección, dejando de lado la interacción que existe para cada instante de tiempo, por lo cual se considera conservador, pero pierde el sentido físico.

Al realizar la composición vectorial, el módulo vectorial pierde el signo (que para el análisis de señales sísmicas representa la dirección del movimiento), lo que no es relevante para el análisis espectral pues el único valor de interés es el máximo en valor absoluto. Pero, si se desea reconstruir el comportamiento de la partícula, es necesario considerar la dirección del vector, que viene dada por el ángulo $\theta_{RSS}(t_i)$.

En la Figura 2-14 se muestra el comportamiento de un $SDOF$ con periodo igual a 1 segundo empleando la señal del sismo de Sámara del 5 de setiembre del 2012, para la estación GNSR. Además, se muestra la historia temporal de la respuesta en las dos direcciones ortogonales, así como la respuesta máxima de la combinación RSS . Se señala en la figura con un círculo el valor máximo de la respuesta Sa_{RSS} para el instante de tiempo t_i .

En este caso, la dirección X posee una respuesta con valores mayores a los de la dirección Y, por lo que la respuesta RSS posee valores similares a los de la dirección X, donde el valor máximo coincide con el máximo de la dirección X, pero no coincide con el máximo de la dirección Y. Este efecto también se observa en la solución de la órbita de aceleraciones, en la que las respuestas ortogonales corresponden a la proyección de la respuesta sobre los planos ortogonales, por lo que se observa cómo en la dirección Y (N00E) existen valores mayores que el correspondiente con la proyección del Sa_{RSS} .

El valor espectral obtenido de esta forma, es independiente de la orientación de los sensores, pero dependiente de cada uno de los osciladores considerados. De acuerdo con las definiciones dadas en las secciones anteriores, la respuesta Sa_{RSS} será comparable con el espectro Sa_{RoD100} , que determina la respuesta máxima para una serie de proyecciones de las señales sísmicas. La diferencia entre ellas es que, para el caso de la propuesta con la RSS , es necesario calcular únicamente dos respuestas espectrales, mientras que para el Sa_{RoD100} se requiere 180 valores espectrales para cada $SDOF$. Si se repite este cálculo para diferentes osciladores con un rango de periodos de interés, se define el espectro de respuesta máximo.

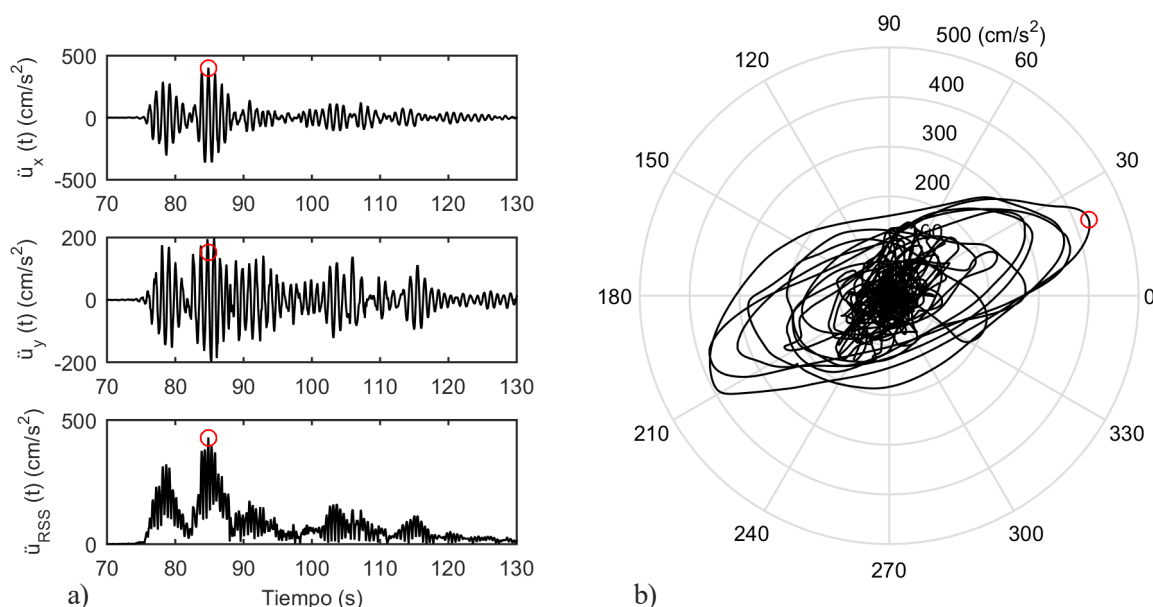


Figura 2-14. Respuesta espectral para un SDOF con $T=1$ segundo (a) historial temporales en las direcciones ortogonales y su combinación vectorial (b) Órbita de aceleraciones que combina el módulo y la dirección de la combinación vectorial.

2.5.2. COMPARACIÓN CON $Sa_{RotD100}$

Como se dijo anteriormente, existe una relación entre el procedimiento empleado para el cálculo de los parámetros $Sa_{RotD100}$ y Sa_{RSS} pues ambas emplean como base la respuesta unidireccional. En el primer caso se evalúan todas las posibles rotaciones no redundantes de la respuesta, empleando combinaciones lineales de las señales sísmicas ortogonales. Para el caso de la RSS , la composición vectorial de la respuesta permite evaluar el comportamiento independientemente de la orientación seleccionada como inicial, permitiendo determinar de manera directa la respuesta máxima. Ambas aproximaciones pueden considerarse aptas para lograr el objetivo inicial, que es hallar el valor de la respuesta máxima, siempre y cuando el $\Delta\theta$ empleado para determinar el $Sa_{RotD100}$ sea lo suficientemente pequeño para captar de manera precisa el ángulo del plano en el que ocurre la respuesta máxima.

En la Figura 2-15, se puede observar cómo, para el caso del sismo de Sámara que se ha utilizado como ejemplo, no se aprecia diferencia alguna entre los espectros $Sa_{RotD100}$ y Sa_{RSS} . Sin embargo, existe una pequeña diferencia que para el espectro mostrado es siempre inferior al 0.004% de cada ordenada espectral. Para todos los puntos la respuesta de Sa_{RSS} siempre será mayor que las otras medidas comparadas, pues representa el valor para el ángulo exacto en que se da la respuesta máxima.

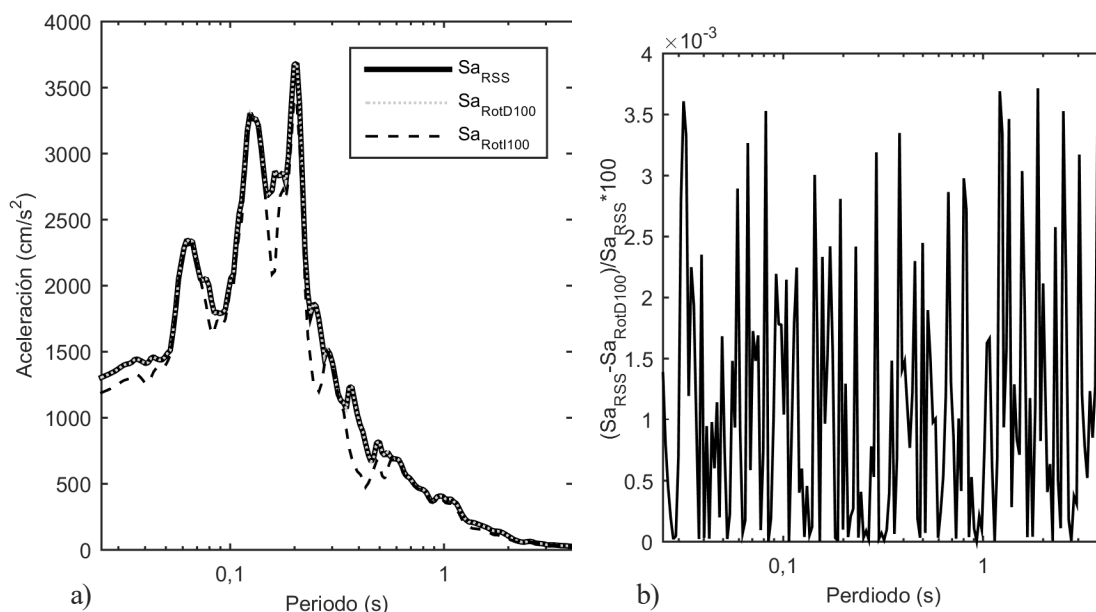


Figura 2-15. a) Comparación entre Sa_{RSS} , $Sa_{RotD100}$ y $Sa_{RotI100}$ b) porcentaje de diferencia entre Sa_{RSS} y $Sa_{RotD100}$ respecto al primero, todo para el sismo de Sámara del 5 de Setiembre del 2012 en la estación GNSR.

2.6. APLICACIÓN A LA ZONA DE ESTUDIO

Los parámetros de respuesta, que han sido introducidos en las secciones anteriores, reflejan el estado del arte en cuanto a la determinación de parámetros de respuesta sísmica para el análisis de la amenaza en zonas de alta sismicidad. Ya en estudios anteriores se han aplicado algunos de estos parámetros a diversas bases de datos (Beyer y Bommer 2006; Boore et al. 2006; Boore y Atkinson 2007; Watson-Lamprey y Boore 2007; Huang et al. 2011; Abrahamson et al. 2013; Shahi y Baker 2013), que en su mayoría poseen sismos de la zona de Norteamérica, Europa y Taiwán (especialmente del terremoto de Chichi del 21 de Setiembre de 1999). Sin embargo, nada se ha dicho en los estudios revisados sobre la utilización de sismos de la zona de Centroamérica.

Para esta tesis se cuenta con una base de datos con registros de aceleración procesada y uniformizada por el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica (*LIS-UCR*). La misma fue utilizada para la actualización de una ley de atenuación calculada específicamente para la zona (Schmidt-Díaz, 2010, 2014). La base de datos está compuesta por sismos que han sido registrados en 3 países centroamericanos: Costa Rica, Nicaragua y El Salvador. Estos tres países poseen características similares en el proceso de generación de sismos (Guendel y Protti, 1998), por lo que se considera válido combinar los registros para el análisis de la región.

Al determinar las medidas de intensidad sísmica antes planteadas, es posible verificar el comportamiento respecto a otras medidas, siendo de especial interés la comparación con la medida Sa_{GMAR} , pues es empleado en muchas de las leyes de atenuación disponibles para la zona de estudio (Benito et al., 2008; Douglas, 2003).

2.6.1. LA BASE DE DATOS

La base de datos disponible cuenta con un total de 3191 registros de aceleración, cada uno con las componentes N00E, N90E y vertical. Estos registros corresponden a un total de 1004 eventos, ocurridos entre 1967 y 2012. Los mismos han sido recopilados por diferentes instituciones ubicadas en Costa Rica, El Salvador y Nicaragua³ y procesados por el *LIS-UCR* para uniformizar los metadatos y sus historias temporales. A pesar de que la mayoría de las estaciones se encuentran activas, algunas de ellas han sido desactivadas o sustituidas. En la Figura 2-16 se muestra la ubicación de las mismas sobre la región centroamericana.

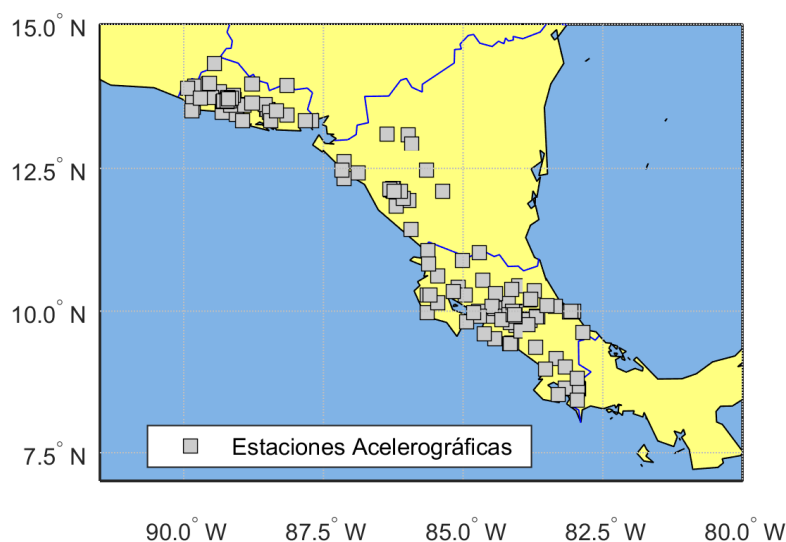


Figura 2-16. Ubicación de estaciones acelerográficas de la base de datos de Centro América.

Todos los archivos disponibles poseen una cabecera con la información más relevante de cada registro en el formato propuesto por Moya (2006) para uso común de *LIS-UCR*, lo cual facilita el indexado y procesamiento de la base de datos. La información que se utiliza para esta tesis, relacionada con distancia, elevación, magnitud, azimut, tipo de suelo y tipo de falla, es extraída de la cabecera de cada archivo.

Existen dos fuentes principales de la actividad sísmica en la región. La primera es la zona de subducción en la costa pacífica en la que la placa de Cocos subduce debajo de la placa de Caribe. Ésta es la zona con mayor potencial sísmico de la región (Climent et al., 2007), generando sismos, en las últimas décadas, con magnitudes mayores a 7.0 *M_w*. La segunda fuente sísmica, no se ubica sobre una zona específica y engloba todos los eventos que se generan en la corteza superficial, por lo cual son catalogados como eventos intraplaca. Estos eventos se dan por deformación interna de la placa Caribe.

³ En Costa Rica: *RSN-ICE* y *LIS-UCR*, en El Salvador: *SNET* y *UCA*, en Nicaragua: *INETER*, ver detalles en Schmidt-Díaz (2014).

A continuación, se presentan los criterios para seleccionar los registros a emplear en el análisis de las medidas de intensidad. Además, se exponen las pautas para definir el tipo de suelo de cada estación. Por último, se presenta un resumen estadístico de las principales variables tanto de la base de datos total como de los subgrupos a emplear para el análisis de las medidas de intensidad.

Criterios de selección

El propósito del análisis masivo de la base de datos es caracterizar las acciones sísmicas probables en obras civiles. Bajo esta premisa, se ha decidido definir el criterio de selección en función de algún parámetro que se correlacione con el daño esperado en estructuras, definiendo un valor mínimo a partir del cual es posible observar indicios de daño en estructuras muy frágiles. Este límite se establece de acuerdo con la PGA horizontal, y se define como el valor máximo de las dos componentes horizontales del registro, considerando el límite inferior como 10 cm/s^2 o $0.01g$ (tomado de los registros tal cual fueron suministrados).

Un total de 1410 registros poseen un PGA_H mayor a 10 cm/s^2 ; éstos corresponden a 451 eventos, de los cuales 218 se considera fueron originados por el proceso de subducción y 233 por fallas locales o intraplaca. De los 1410 registros seleccionados, existe un total de 40 archivos correspondientes a las redes de El Salvador y Nicaragua que no poseen clasificación del tipo de suelo. Para estos 40 registros se utiliza la reclasificación realizada por Schmidt-Díaz (2010) logrando clasificar 36 archivos, y se excluyen del análisis los 4 correspondientes a las estaciones NCMN (2 registros) y NCMS (2 registros), pertenecientes a la zona de Corinto en el Pacífico de Nicaragua, al no poseer dicha información. Esta base de datos seleccionada se llamará DB-01 y se considera como el grupo de registros que mejor representan la amenaza media de la región por la diversidad en sus características y variabilidad de sus parámetros.

Además de esta primera base de datos DB-01, se ha realizado una segunda selección, en la que además de aplicar el criterio de selección de la primera, se ha seguido también la lista de registros empleados por Schmidt-Díaz (2010) en su tesis doctoral para la definición de la última versión de la $EPMT$ para Costa Rica y Centro América (Schmidt-Díaz, 2014). Los registros empleados para generar leyes de atenuación deben cumplir una serie de requisitos adicionales, por lo que el número de registros disminuye. La principal variable considerada es la magnitud (M_w) que se restringe a un valor igual o mayor a 6.0, por lo que de los 1406 registros, se reduce el número a 198 provenientes de 28 eventos ocurridos entre 1972 y 2012. A este nuevo grupo, se le llama DB-02.

2.6.2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS BASE DE DATOS

Con el objetivo de realizar una mejor descripción de la base de datos disponible, así como de los dos subgrupos de registros que se utilizarán para el análisis del comportamiento de las medidas de intensidad, se muestra en esta sección un análisis de las principales variables, su distribución y su comportamiento estadístico. En total se analizan 6 variables, las cuales son las más comúnmente empleadas para definir los parámetros de amenaza sísmica.

Aceleración máxima del terreno

Definir la aceleración máxima del terreno para un sismo no siempre es una tarea trivial, debido a que los sismos son registrados en tres componentes ortogonales, siendo las de mayor interés en ingeniería sísmica las dos horizontales que, como se ha indicado más arriba, suelen estar orientadas en la dirección N-S y EW, cuando las estaciones de registro están instaladas en campo libre, no así cuando se instalan en edificios o estructuras civiles. En cualquier caso, se han propuesto múltiples opciones para definir el parámetro de intensidad para el movimiento del terreno (Douglas, 2003). Si se suponen las historias temporales de cada registro en las 2 componentes rectangulares en el plano horizontal como $\ddot{u}_{gx}(t)$ y $\ddot{u}_{gy}(t)$ para las direcciones N90E y N00E respectivamente, Douglas (2003) recoge las siguientes posibilidades usadas para definir la aceleración máxima horizontal:

$$PGA_X = \max\{|\ddot{u}_{gx}(t_i)|\} \quad 2-9$$

$$PGA_Y = \max\{|\ddot{u}_{gy}(t_i)|\} \quad 2-10$$

$$PGA_H = \max\{PGA_X, PGA_Y\} \quad 2-11$$

$$PGA_{GM\ op01}(t_i) = \max\left\{\sqrt{|\ddot{u}_{gx}(t_i)| \cdot |\ddot{u}_{gy}(t_i)|}\right\} \quad 2-12$$

$$PGA_{GM\ op02} = \sqrt{PGA_X \cdot PGA_Y} \quad 2-13$$

$$PGA_{RSS\ op01}(t_i) = \max\left\{\sqrt{[\ddot{u}_{gx}(t_i)]^2 + [\ddot{u}_{gy}(t_i)]^2}\right\} \quad 2-14$$

$$PGA_{RSS\ op02} = \sqrt{[PGA_X]^2 + [PGA_Y]^2} \quad 2-15$$

donde el subíndice op01 hace referencia a que se emplea la combinación de las historias temporales y el subíndice op02 indica que se combinan los valores máximos de cada historia temporal, por lo que los valores serán mayores o iguales a los de la op01, pues no se considera la correspondencia temporal de las ordenadas de aceleración.

En la Tabla 2-1 se presenta el resumen de la clasificación de los registros para las 5 opciones de PGA definidas de las ecuaciones 2-11 a 2-15. Como ya se dijo anteriormente, se emplea el PGA_H para la selección de los registros que, en comparación con los otros 4 parámetros, proporciona un número intermedio de registros aceptados.

Tabla 2-1 . Distribución de registros de acuerdo a la PGA para las bases de datos disponibles.
(todos los valores en cm/s²).

	Rango (cm/s ²)	<10	10-20	20-50	50-100	100-250	250>	Total >=10	Prom.	Mediana	Des. Est.	Des. Est. log(<i>PGA_i</i>)
DB Total	<i>PGA_H</i>	1781	570	523	199	98	20	1410	22.01	7.66	59.45	1.29
	<i>PGA_{GM op01}</i>	2123	487	393	133	46	9	1068	14.73	5.10	39.56	1.30
	<i>PGA_{GM op02}</i>	1889	549	494	161	81	17	1302	19.03	6.61	47.31	1.29
	<i>PGA_{RSS op01}</i>	1737	562	536	225	107	24	1454	23.72	8.30	64.18	1.29
	<i>PGA_{RSS op02}</i>	1618	560	586	258	137	31	1572	27.80	9.65	71.15	1.29
DB-01	<i>PGA_H</i>	0	629	495	169	96	17	1406	40.80	22.67	67.52	0.83
	<i>PGA_{GM op01}</i>	414	465	362	113	44	8	992	27.60	14.76	47.23	0.84
	<i>PGA_{GM op02}</i>	190	520	457	151	76	12	1216	35.55	19.78	58.17	0.83
	<i>PGA_{RSS op01}</i>	0	585	499	198	102	22	1406	44.06	23.94	73.81	0.83
	<i>PGA_{RSS op02}</i>	0	465	561	222	129	29	1406	51.71	28.71	84.74	0.82
DB-02	<i>PGA_H</i>	0	31	63	46	46	12	198	90.79	53.39	116.94	0.96
	<i>PGA_{GM op01}</i>	15	42	68	41	27	5	183	62.13	35.80	79.93	0.97
	<i>PGA_{GM op02}</i>	2	33	68	43	43	9	196	80.50	47.97	98.16	0.95
	<i>PGA_{RSS op01}</i>	0	28	59	46	44	21	198	98.03	58.53	126.33	0.96
	<i>PGA_{RSS op02}</i>	0	19	56	47	55	21	198	116.27	68.25	144.13	0.95

Tipos de Suelo

El tipo de suelo asignado a cada estación se relaciona con las características dinámicas de la capa superior del estrato del terreno sobre el cual descansa la estación acelerográfica. La norma ASCE/SEI 41-13 (2014) define 6 tipos de suelo (que corresponden además con los definidos por el NEHRP (BSSC, 2009)), mientras que el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR) del 2010 (CFIA, 2011) define únicamente 4. Para la clasificación de las estaciones se emplearon los 4 tipos de suelo que coinciden con los dados por el CSCR-10, y que a su vez se correlacionan con los definidos por el estándar norteamericano. En la Tabla 2-2 se muestra la clasificación según las dos normas citadas, así como la relación con la velocidad de la onda de corte (\bar{v}_s) y el número de golpes del ensayo de penetración estándar (\bar{N}).

Tabla 2-2 . Tipos de suelo empleados para la clasificación en las estaciones acelerográficas.

Tipo de Suelo ASCE/SEI 41-13	Tipo de Suelo CSCR-10	Tipo de suelo	\bar{v}_s (m/s)	\bar{N}
A	S1	Roca dura	≥ 1500	≥ 50
B		Roca	760-1500	
C	S2	Duro	350-760	35-50
D	S3	Blando	180-350	15-35
E	S4	Muy Blando	<180	<15
F	No considerado.			

El suelo tipo F se excluye del estudio debido a que requiere de una evaluación especial debido a que en general poseen propiedades dinámicas o de capacidad de corte que ameritan un estudio detallado. En la práctica profesional, este tipo de suelo no es utilizado para la cimentación de estructuras debido al aumento significativo de la acción sísmica o amenaza, en consecuencia, al costo económico que implica su tratamiento y mejoramiento. Además, no se dispone de ninguna estación sobre estratos de suelo con estas características. Para el caso del CSCR, los suelos tipo A y B se fusionan, considerando que, para la mayoría de las aplicaciones de la ingeniería civil el concepto de roca es distinto al geológico, y el comportamiento a nivel dinámico y de capacidad portante se consideran iguales al de un terreno duro.

En la Tabla 2-3 se presenta la clasificación para los 3 grupos de archivos analizados. Se observa un claro dominio de registros en suelo blando (S3), pues es el tipo de suelo superficial más común en la zona. También se puede ver que el suelo S1 (roca) es, en proporción, el que más registros pierde en la selección para DB-01.

Tabla 2-3 . Clasificación de registros sísmicos por tipo de suelo para las bases de datos disponibles.

Tipo de Suelo	DB total	DB-01	DB-02
S1	922	199	26
S2	661	334	55
S3	1559	834	105
S4	49	39	12
Total	3191	1406	198

Magnitud (M_w)

La magnitud de momento (M_w) es en la actualidad la medida del tamaño de un terremoto más empleada para eventos sísmicos de gran magnitud, debido a que esta definición basada en el momento sísmico no se satura y muestra un comportamiento lineal respecto a los parámetros empleados para definir la magnitud (Hanks y Kanamori, 1979). Así, en la Tabla 2-4 se muestra la distribución de registros respecto a la magnitud M_w del evento que los originó. Se puede observar cómo los eventos por subducción poseen, en general, una mayor magnitud que los eventos Intraplaca, producidos por fallas locales.

Tabla 2-4 . Clasificación de registros sísmicos por magnitud M_w para las bases de datos disponibles.

	DB total			DB-01			DB-02		
Rango	Sub	Intra	Total	Sub	Intra	Total	Sub	Intra	Total
<3	15	48	63	1	4	5	0	0	0
3-4	104	219	323	22	44	66	0	0	0
4-5	661	389	1050	151	206	357	0	0	0
5-6	850	360	1210	385	177	562	0	0	0
6-7	239	162	401	164	127	291	60	44	104
7>	99	45	144	87	38	125	79	15	94
Total	1968	1223	3191	810	596	1406	139	59	198
Mediana	5.2	4.8	5.2	5.5	5.2	5.4	7.6	6.4	6.7
Prom.	5.22	4.85	5.08	5.65	5.23	5.47	7.04	6.52	6.88
Des. Est.	0.917	1.10	1.01	0.958	1.04	1.02	0.665	0.585	0.68

Profundidad

La profundidad reportada corresponde a la del hipocentro del evento respecto a la ubicación de la estación acelerográfica. Normalmente los eventos por subducción con aceleraciones más altas, se ubican entre los 0 y los 50 km de profundidad, pues tienen un mayor potencial sísmico y la profundidad es aún lo suficientemente pequeña como para que las ondas sísmicas arriben con amplitudes considerables dada su menor atenuación (Climent et al., 2008).

En la Tabla 2-5 se muestra la distribución de los registros respecto a la profundidad. Los eventos intraplaca tienen profundidades menores a las de los eventos por subducción. Para el caso de la DB-01 sólo hay 3 registros de un mismo evento a más de 150 kilómetros de profundidad que, además, fue excluido de la DB-02.

Distancia

La distancia entre la proyección de la falla en la superficie y la ubicación de la estación también es conocida como distancia de Joyner y Boore (1981), que se puede observar en la Figura 2-17 y denominada como R_{JB} , pues suele ser usada en leyes de atenuación. La Tabla 2-5 muestra la distribución de registros respecto a la

distancia. Para la base de datos original y la DB-01, la mayoría de eventos se registraron a una distancia mediana cercana a los 100 kilómetros, mientras que para la DB-02, la distancia aumenta. Para el caso de la DB-02, la mayoría de eventos fueron registrados a distancias superiores a los 50 kilómetros. La mayoría de los eventos en la zona de subducción, se ubicaron a distancias superiores a los 150 kilómetros. Esto es lo esperado ya que los epicentros se dan en general sobre la costa del Pacífico, por lo que la separación con las estaciones será mayor que para eventos Intraplaca dentro de la parte continental, que, en general, tenderán a estar más cerca de zonas urbanas en las que se ubican los aparatos.

Tabla 2-5 . Clasificación de registros sísmicos por profundidad para las bases de datos disponibles, todos los datos en kilómetros.

	DB total			DB-01			DB-02		
Rango	Sub	Intra	Total	Sub	Intra	Total	Sub	Intra	Total
<10	26	539	565	14	250	264	0	18	18
10-25	292	538	830	172	303	475	85	40	125
25-50	852	139	991	323	43	366	46	1	47
50-100	756	7	763	284	0	284	8	0	8
100-150	24	0	24	14	0	14	0	0	0
150>	18	0	18	3	0	3	0	0	0
Total	1968	1223	3191	810	596	1406	139	59	198
Mediana	44.7	10	29.2	40	10	22	20	10	14.2
Prom.	46.42	12.13	33.4	44.20	11.55	30.36	23.84	11.79	20.25
Des. Est.	25.94	9.43	26.8	26.50	7.67	26.27	13.39	6.46	12.98

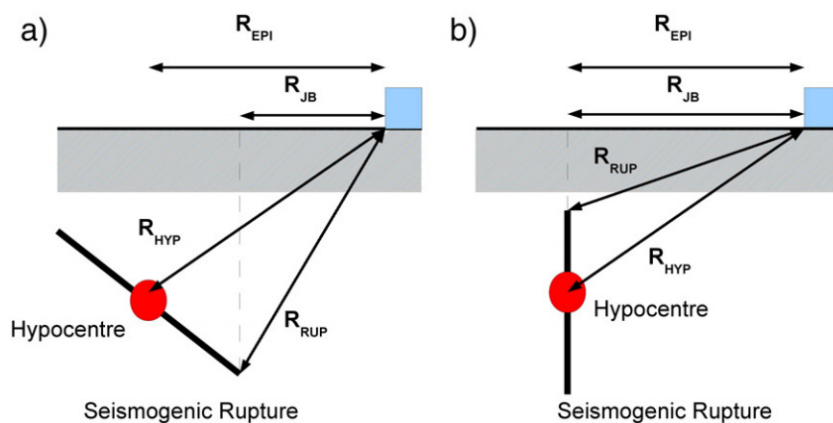


Figura 2-17. Definición de distancia epicentral de acuerdo al criterio de Joyner y Boore (1981), tomado de Weatherill and Burton (2010).

Tabla 2-6 . Clasificación de registros sísmicos por distancia entre el hipocentro y la estación para las bases de datos disponibles, todos los datos en kilómetros.

	DB total			DB-01			DB-02		
Rango	Sub	Intra	Total	Sub	Intra	Total	Sub	Intra	Total
<10	20	182	202	12	106	118	0	1	1
10-25	62	272	334	41	137	178	3	5	8
25-50	295	215	510	147	129	276	6	14	20
50-100	933	216	1149	352	109	461	36	14	50
100-150	335	171	506	140	76	216	26	13	39
150>	323	167	490	118	39	157	68	12	80
Total	1968	1223	3191	810	596	1406	139	59	198
Mediana	82.28	40.86	73.2	78.26	32.74	63.8	145.48	91.00	121.4
Prom.	101.82	70.56	89.8	91.95	55.28	76.4	148.48	93.03	132.0
Des. Est.	80.65	72.91	79.2	62.66	56.68	62.8	74.71	59.88	74.9

Azimut desde el epicentro hasta la estación

El azimut de una dirección o sentido se define como el ángulo que ésta forma con el norte geográfico y es una medida de orientación que se da generalmente en grados. Para el caso de eventos intraplaca, la distribución de los epicentros es uniforme sobre la parte continental, por lo que no debería existir una predominancia distinguible en esta variable. Para el caso de los eventos de subducción, se espera una correlación en el azimut, debido a que la zona de subducción marca una franja sobre la cual se ubican la mayoría de epicentros.

Para ilustrar este fenómeno, se muestra en la Figura 2-18 la ubicación de los epicentros para los sismos dentro de la DB-01 con magnitud mayor o igual a 5.5. Existen 3 zonas de subducción claramente definidas, la primera sobre Guatemala por el roce entre la placa Caribe y la placa Norteamericana, la segunda entre la placa de Cocos y Caribe y la tercera sobre el territorio de Costa Rica, que corresponde a la Micro placa de Panamá.

En la Tabla 2-7 se resume la distribución de los azimuts para los registros de las bases de datos disponibles, donde es claro que, para los eventos por subducción, existe una mayor concentración de eventos entre los azimuts de 120 y 300 grados.

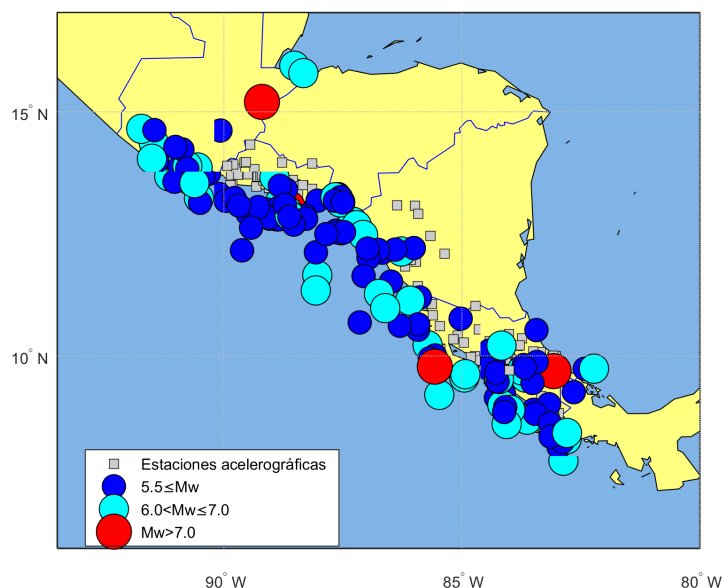


Figura 2-18. Ubicación de epicentros para sismos de la DB-01 con magnitud mayor o igual a 5.5.

Tabla 2-7. Clasificación de registros sísmicos por distancia entre el hipocentro y la estación para las bases de datos disponibles, todos los datos en kilómetros.

	DB total			DB-01			DB-02		
Rango	Sub	Intra	Total	Sub	Intra	Total	Sub	Intra	Total
0-60	641	231	872	235	97	332	29	8	37
60-120	448	270	718	191	133	324	68	16	84
120-180	62	115	177	36	43	79	6	6	12
180-240	38	154	192	25	64	89	0	2	2
240-300	59	189	248	30	126	156	1	16	17
300-360	720	264	984	293	133	426	35	11	46
Total	1968	1223	3191	810	596	1406	139	59	198
Mediana	105.92	179.22	120.9	111.82	200.45	152.1	87.92	179.42	94.1
Prom.	169.13	179.24	173.0	171.71	188.03	178.6	140.97	185.53	154.3
Des. Est.	137.33	113.87	128.9	134.87	114.11	126.7	117.74	113.44	118.0

Frecuencias de filtrado

Debido a la diversidad, tanto de equipos acelerográficos como al amplio rango temporal considerado, existen registros con diferentes niveles de calidad. Un factor muy relevante a considerar es la frecuencia de filtrado que es utilizada al momento de procesar el evento. Esta característica depende de múltiples factores como el tipo de aparato utilizado, el tipo de señal (sea digital o analógica) y el nivel de ruido de las estaciones, entre otros.

Existen dos límites de frecuencia definidos por las frecuencias de corte de filtros paso banda. La frecuencia baja (F_L) repercute directamente en la banda de periodos aprovechable a la hora de realizar el análisis de

respuesta espectral (Boore y Bommer 2005). Por su parte, para la frecuencia alta (F_H), es posible aplicar un nuevo filtro para uniformizar las frecuencias máximas, que no modifica en gran medida los espectros de respuesta (Akkar y Kale 2011; Boore y Goulet 2013). En la Tabla 2-8 se resumen la cantidad de archivos que se poseen en cada una de las frecuencias reportadas.

Se aplica un filtro paso-banda con fase nula de tipo Butterworth de orden 6, tomando $F_L=0.1$ Hz y $F_H=40$ Hz, a los archivos que se utilizaran para el cálculo de los espectros de respuesta (DB-01 y DB-02). Con este filtro se pretende eliminar los problemas de ruido debido a ondas de periodo largo, pero no se esperan cambios en los registros debido a que el filtro aplicado durante el procesamiento de la señal ya ha quitado estas frecuencias. El periodo máximo (T_h) para el cálculo de la respuesta espectral, se tomará como el inverso de la frecuencia F_L mostrado en la Tabla 2-8.

Tabla 2-8. Frecuencias de corte utilizado para el procesamiento de registros en la base de datos y cantidad de registros para cada rango.

F_L (Hz)	Original DB (%)	DB-01 (%)	DB-02 (%)	F_H (Hz)	Original DB (%)	DB-01 (%)	DB-02 (%)
0.1	1773 (55.6)	621 (44.17)	110 (56.56)	23	443 (13.9)	408 (29.02)	37 (18.69)
0.12	815 (25.5)	237 (16.86)	45 (22.73)	25	50 (1.57)	46 (3.27)	6 (3.03)
0.25	50 (1.57)	46 (3.27)	6 (3.03)	40	69 (2.16)	68 (4.84)	68 (34.34)
0.5	110 (3.45)	94 (6.69)	0	47	925 (29.0)	331 (23.54)	45 (22.73)
0.8	443 (13.9)	408 (29.02)	37 (18.69)	50	1704 (53.4)	553 (39.33)	42 (21.21)
Total	3191	1406	198	Total	3191	1406	198

2.6.3. ANÁLISIS ESPECTRAL

Una vez establecidas las características de la base de datos y los dos subgrupos de registros que se emplearán, se procede a determinar las medidas de intensidad definidas anteriormente: Sa_{GMar} , $Sa_{GMRotD50}$, $Sa_{GMRotD100}$, $Sa_{GMRotD100}$, Sa_{RotD50} , Sa_{RotD50} , $Sa_{RotD100}$, $Sa_{RotD100}$ y Sa_{RSS} . Para poder analizar el comportamiento de las medidas de intensidad, se realizan dos comparaciones. Inicialmente se establecen los espectros de respuesta medianos (suavizados) y se comparan entre sí, para después determinar las relaciones o razones de cada medida respecto a la Sa_{GMar} , que se tomará como medida de referencia. Antes de entrar en los resultados obtenidos para la base de datos, se realiza una aclaración sobre el proceso seguido para ponderar las medidas de intensidad, que, como se ha apuntado más arriba, se ajustan a una distribución log-normal, por lo que emplear el promedio de las medidas naturales podría no ser apropiado para la definición de la medida de intensidad.

Promedio de valores espectrales

El estudio estadístico de los parámetros de intensidad sísmica desarrollado principalmente para la generación de *EPMT*, ha mostrado que las observaciones para un conjunto de sismos, se ajustan mejor a una distribución log-normal que a una normal o gaussiana, sin importar si se trata de una medida derivada de la respuesta

unidireccional o de la media geométrica de dos parámetros (Joyner y Boore 1981; Abrahamson 1988; Abrahamson y Youngs 1992; Beyer y Bommer 2006).

En la Figura 2-19 se compara el histograma de distribución de la media geométrica de las componentes según como se registró el evento (Sa_{GMar}) para el *SDOF* con periodo de 1.25 segundos y un amortiguamiento del 5%, elaborado con los resultados de la DB-01. Primero se muestra la distribución en escala natural en la parte superior de la figura, donde se aprecia que existen muchos valores en el extremo izquierdo (sesgada a la izquierda), por lo que es de esperar que el promedio (media aritmética), se vea influenciado por los valores extremos de la derecha de la distribución, aumentando el valor promedio. El valor de la mediana, por el contrario, no se ve afectado por los valores extremos, por lo que representa mejor el valor medio de la medida de intensidad. En la parte inferior de la figura, se ha graficado el logaritmo natural de cada medida. Al graficar la distribución de los datos, se observa un comportamiento más aproximado con la distribución normal (que en este caso será log-normal), lo cual se ratifica con la cercanía entre el promedio y la mediana, que en una distribución gaussiana perfecta, poseen el mismo valor.

En el ejemplo mostrado, el valor de la mediana (que es el mismo en ambos casos) tiene una magnitud de 8.89 cm/s^2 . El promedio de la distribución en escala natural es de 28.77 cm/s^2 , mientras que el antilogaritmo del promedio de la distribución en escala logarítmica es de 9.38 cm/s^2 , que sigue siendo mayor a la mediana, pero se ajusta al comportamiento promedio. Esta característica permite entonces emplear el valor promedio y su desviación estándar, y es por esta razón que cuando se hable de valores medios en los espectros de respuesta se hará referencia al promedio del logaritmo de las medidas. De igual manera, la desviación estándar de la distribución se determina para el logaritmo de los valores y, para poder realizar la interpretación real, en ambos casos, se debe calcular el antilogaritmo de los valores, o lo que es lo mismo, la función exponencial.

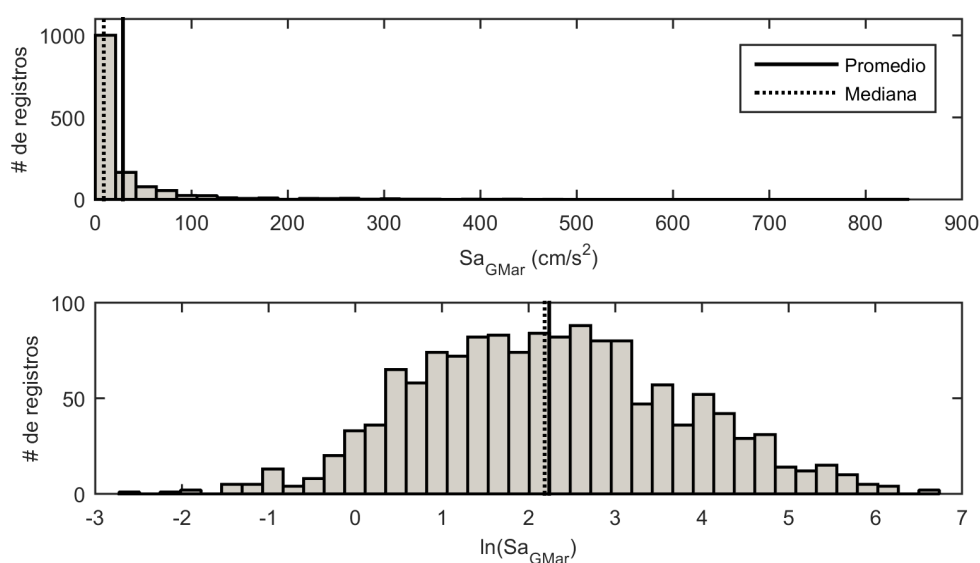


Figura 2-19. Comparación de las distribuciones de Sa_{GMar} y su logaritmo natural para $T=1.25$ segundos para los archivos de la DB-01.

Espectros medios (suavizados)

Los espectros de respuesta media son utilizados para representar la respuesta esperada para una zona en particular. Históricamente y en la actualidad, los espectros de diseño propuestos en las normas sísmicas (Dobry et al., 2000) suelen tomarse como espectros de referencia para estudios de riesgo.

Con el objetivo de analizar de forma homogénea las formas espectrales, se suelen usar los espectros normalizados a una PGA unitaria, así, se realizará una normalización de todas las respuestas espectrales respecto al valor del PGA para el espectro Sa_{GMar} , conservando siempre la correspondencia entre cada registro para las diferentes medidas de intensidad. Una forma equivalente de definir los espectros normalizados se basa en Factores de Amplificación Dinámica (FAD) (CFIA, 2002) que, para cada período, se definen como el cociente entre la amplitud espectral debida a las características dinámicas de los osciladores y una amplitud espectral de referencia que, normalmente, se toma como el valor del espectro a un periodo de cero segundos; es decir el PGA . De esta forma, el FAD así definido representa la amplificación del movimiento del suelo producida por un sistema lineal de un grado de libertad de periodo propio T y 5% amortiguado.

Para observar las diferencias entre emplear los espectros normalizados y tomar los espectros con sus valores reales, en la Figura 2-20a se muestra el resultado del cálculo para Sa_{GMar} con la DB-01, donde el PGA medio es de 9.38 cm/s^2 . Este espectro es dependiente de la medida de intensidad empleada, por lo que sirve para comparar el efecto al cambiar de medida. Por otro lado, el espectro normalizado tiene la ventaja de que se puede comparar su forma con otros espectros medios, no así sus magnitudes. Si se normalizara el espectro medio de la Figura 2-20a, se obtendría el espectro medio de la Figura 2-20b. El valor máximo de FAD para la curva media es de 2.19 para un periodo aproximado de 0.17 segundos.

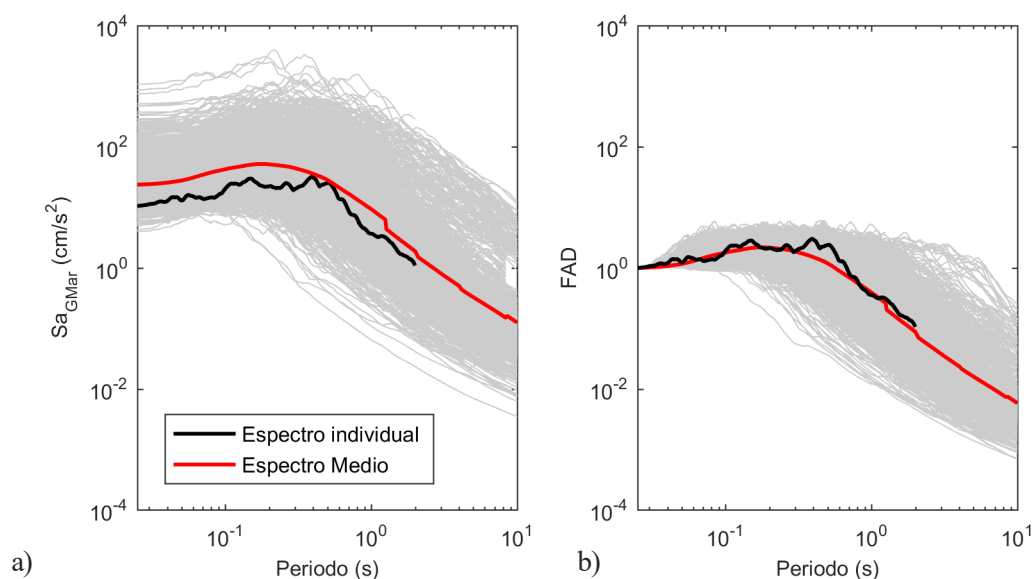


Figura 2-20. a) Espectros de respuesta Sa_{GMar} y su valor medio b) espectros de respuesta Sa_{GMar} normalizados al valor de PGA y su valor medio. Ambas figuras para la DB-01.

De esta manera, usando espectros normalizados a un periodo nulo, se determinan los espectros medios para cada una de las medidas de intensidad de interés, considerándose dos grupos: i) las relacionadas con la *GM* como base y ii) las relacionadas con espectros unidireccionales. En la Figura 2-21 se comparan los espectros medios para las 5 medidas de intensidad relacionadas con la *GM*. Es difícil apreciar las diferencias entre las medias pues son muy pequeñas, y únicamente resalta el espectro $Sa_{GMRotD100}$ sobre los demás. En la diferencia total respecto a Sa_{GMar} , se observa que para el caso del espectro $Sa_{GMRotD100}$ se llegan a alcanzar hasta 0.16 unidades de *FAD*.

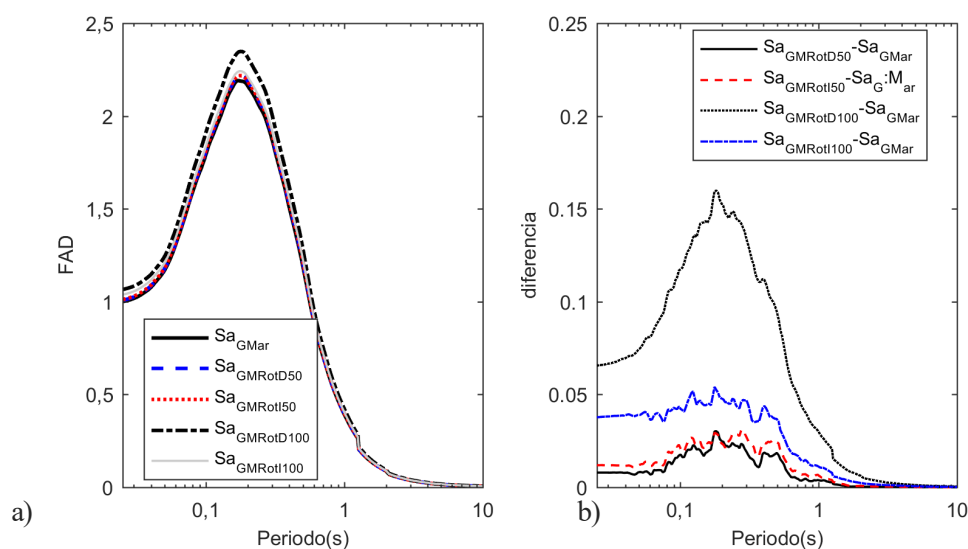


Figura 2-21. (a) Valores medios de los espectros de respuesta $Sa_{GMRotD50}$, $Sa_{GMRotD100}$, $Sa_{GMRotI50}$, $Sa_{GMRotI100}$ y Sa_{GMar} y (b) diferencias entre los valores medios de $Sa_{GMRotD50}$, $Sa_{GMRotD100}$, $Sa_{GMRotI50}$, $Sa_{GMRotI100}$ y Sa_{GMar} . Ambas figuras corresponden a la base de datos DB-01.

En la Figura 2-22 se realiza la misma comparación que en la figura anterior, pero en este caso se muestran las medidas determinadas con espectros unidireccionales (no se muestra en este caso el espectro Sa_{RSS} , pues los valores son idénticos a los del $Sa_{RotD100}$). Para el caso de los espectros Sa_{RotD50} y Sa_{RotI50} , el comportamiento es muy similar al del espectro de referencia, mientras que el espectro $Sa_{RotD100}$, muestra una clara amplificación en comparación al Sa_{GMar} , con una diferencia máxima de hasta 0.57 unidades de *FAD*. Se observa además en la Figura 2-22b, que la *PGA* de los espectros medios $Sa_{RotD100}$ y $Sa_{RotI100}$ son un 23.6% y un 16.5% mayores, respectivamente, a la *PGA* para el espectro medio Sa_{GMar} .

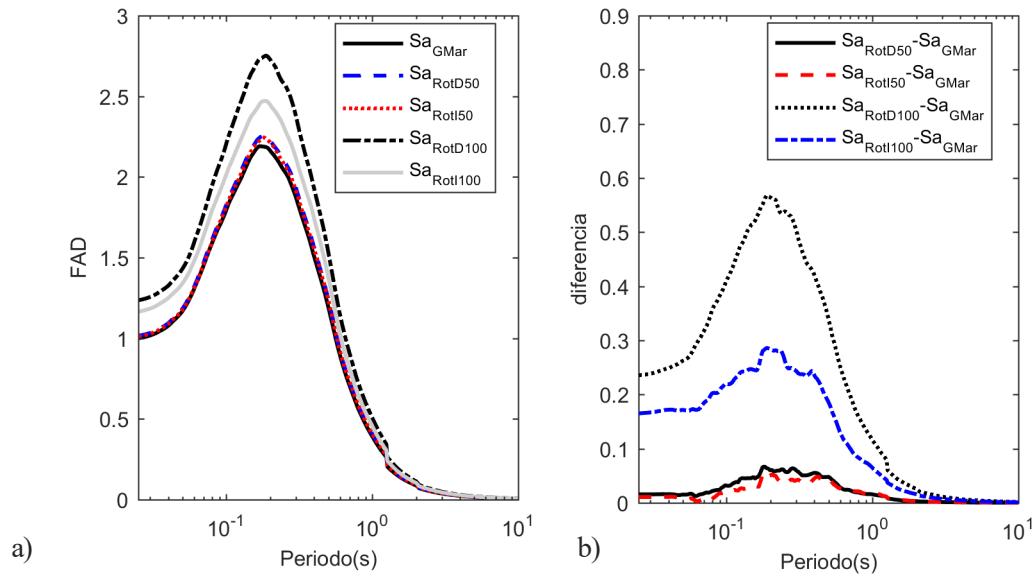


Figura 2-22. (a) Comparación de espectros de respuesta media de IM basados en espectros unidireccionales en términos absolutos y (b) diferencias con respecto a Sa_{GMar} (derecha). Ambas figuras corresponden a la base de datos DB-01.

La comparación entre espectros de respuesta medios resulta insuficiente para poder analizar la variabilidad de los parámetros por lo que se realiza un análisis de las razones entre las medidas de intensidad respecto al Sa_{GMar} . Primero se realiza la relación para los espectros individuales de cada archivo (2 componentes), para posteriormente obtener valores medios. Además, se determina la desviación estándar del logaritmo de cada una. Esta forma de presentar los resultados facilita la interpretación del comportamiento de la medida de intensidad respecto a la seleccionada como parámetro de referencia, pues únicamente se observa la variación relativa.

Este tipo de relaciones pueden emplearse para modificar de manera rápida las leyes de atenuación existentes, siempre y cuando usen como base el parámetro empleado en las relaciones para la normalización (Beyer y Bommer, 2006). Es decir que, si se considera que la ley de atenuación está definida por el valor medio del parámetro de intensidad ($\hat{S}a_{GMar}$) y que se desea conocer el valor medio de una segunda medida de intensidad $\hat{S}a_i$, se puede definir la siguiente relación:

$$\hat{S}a_i = \hat{S}a_{GMar} \cdot \left(\frac{Sa_i}{Sa_{GM}} \right)_{media} \quad 2-16$$

Las relaciones medias $(Sa_i/Sa_{GM})_{media}$ de los diferentes parámetros analizados se muestran muestra más adelante en esta sección. Además, para la variabilidad aleatoria estimada para la ley de atenuación, normalmente definida mediante la desviación típica, es posible realizar una modificación similar considerando que los parámetros poseen una distribución log-normal, de forma que la variabilidad total de $\log Sa_i$ puede ser descrita de acuerdo a Beyer y Bommer (2006) como:

$$\sigma_{tot, \log Sa_i}^2 = \sigma_{\log Sa_{GMar}}^2 \cdot \left(\frac{\sigma_{\log Sa_i}}{\sigma_{\log Sa_{GMar}}} \right)^2 + \sigma_{\log (Sa_i/Sa_{GMar})}^2 \quad 2-17$$

donde la variabilidad $\sigma_{\log(Sa_i/Sa_{GMar})}$ para las relaciones aquí obtenidas, se muestra también más adelante en esta sección y es determinada como la desviación estándar de una distribución normal, ya que el logaritmo de las medidas de intensidad se ajustan a esta distribución. Recuérdese que la variabilidad $\sigma_{\log Sa_{GMar}}^2$ viene dada por la propia ley de atenuación, mientras que la relación entre las desviaciones estándar debe ser determinada por medio de un análisis de regresión para las diferentes medidas de intensidad. Los valores de esta relación no son calculados en esta tesis, ya que requieren de una ley de atenuación en específico, por lo que, sin ella, no se pueden plantear.

En la Figura 2-23 se muestran las relaciones obtenidas para los parámetros relacionados con la GM y su respectiva desviación estándar para el caso de la DB-01. Se observa que la variación máxima se da para los espectros $Sa_{GMRotD100}$, que rondan entre un 6% y un 8% por encima del valor del correspondiente espectro Sa_{GMar} . Los espectros para el percentil 50 son muy similares al espectro de la media geométrica en la dirección del registro, con relaciones cercanas a 1.01. Los espectros con medidas independientes del periodo de los osciladores (I), son los que poseen las mayores dispersiones en los datos, donde la relación con el espectro $Sa_{GMRotD100}$ es la que posee la dispersión más alta de este conjunto, aunque en todos los casos, son pequeñas, inferiores al 10%.

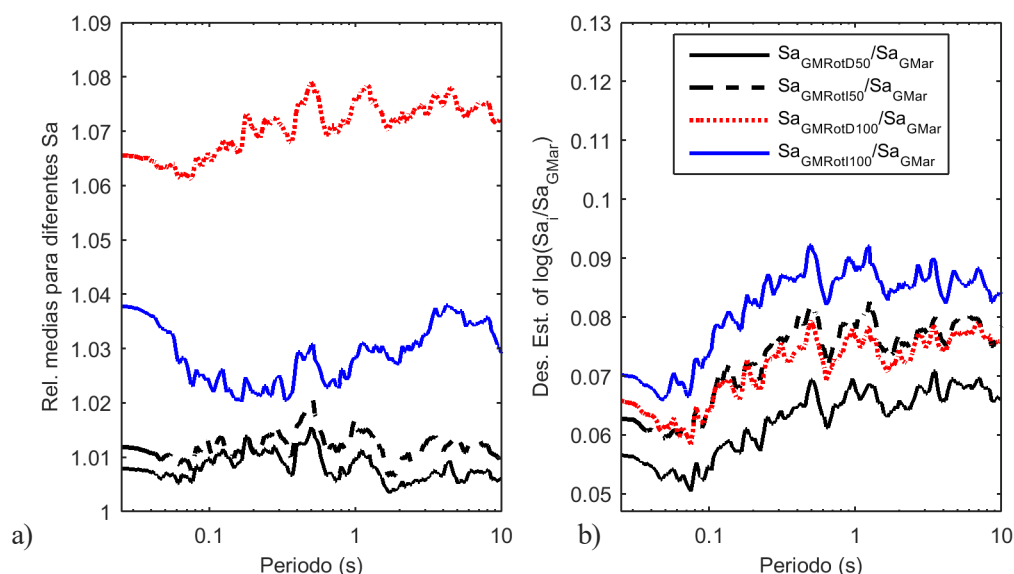


Figura 2-23. (a) Relaciones entre espectros que emplean la GM y (b) desviación estándar de cada medida, todo para la DB-01.

Para el caso de las medidas de intensidad que utilizan los espectros unidireccionales, el comportamiento es similar. Sin embargo, tal y como se observa en la Figura 2-24, el espectro de respuesta máxima dependiente del periodo ($Sa_{RotD100}$) y el espectro Sa_{RSS} poseen factores que rondan entre 1.22 y 1.31, lo cual marca un incremento significativo en la amenaza al considerar estos parámetros de respuesta. Al igual que en el caso anterior, los parámetros independientes del periodo de los osciladores, son los que presentan la máxima dispersión.

Para mostrar el efecto en los resultados al emplear la base de datos DB-02, que considera únicamente sismos de magnitud (M_w) mayor o igual a 6.0, se comparan en la Figura 2-25 las relaciones de los parámetros $Sa_{GMROT50}$, Sa_{ROT50} , y con Sa_{RSS} , respecto a la Sa_{GMAR} . El comportamiento en las 3 relaciones es similar, teniendo inicialmente una zona en la que los valores para la DB-02 son inferiores a los de la DB-01, igualándose en un periodo que ronda los 2 segundos, a partir del cual las relaciones para la DB-02 aumentan y sobrepasan las relaciones obtenidas con la DB-01.

Este fenómeno se puede deber a que el peso relativo de la cantidad de sismos lejanos en la DB-02 respecto al total de sismos es mayor que en DB-01. Se espera entonces, que los efectos de amplificación para sismos lejanos sobresalgan al analizar la DB-02, pues al ponderar las respuestas espectrales para los rangos de periodos altos, los sismos cercanos de pequeña magnitud y que tienen una respuesta espectral más impulsiva, no intervienen en el análisis.

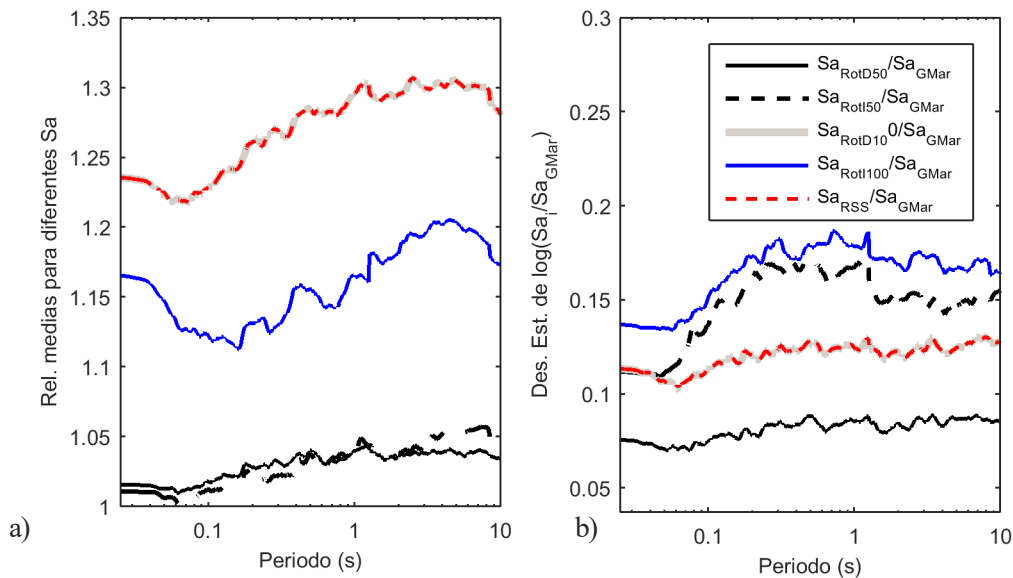


Figura 2-24. (a) Relaciones entre medidas de espectros unidireccionales respecto a Sa_{GMAR} y (b) desviación estándar para cada medida, todo para la DB-01.

Para el caso de las desviaciones estándar, se ve un comportamiento similar al ya analizado. Se observa que, en prácticamente todo el rango de periodos, las desviaciones correspondientes a la base de datos DB-02 son menores que las correspondientes a la base de datos DB-01; sin embargo, la dispersión correspondiente a la base de datos DB-02 crecen con rapidez para periodos largos, en el rango entre 5 y 7, pudiendo incluso superar las dispersiones correspondientes a la base de datos DB-01.

Independientemente de la base de datos empleada, es importante resaltar el aumento significativo en la demanda que representaría el uso de la medida de intensidad máxima Sa_{RSS} en lugar de las empleadas comúnmente hasta la fecha pues, dependiendo del rango de periodos, se podrían dar incrementos de entre un 20% y un 30%. Sin embargo, este incremento debe ser analizado con cuidado, pues según los investigadores del proyecto *NGA*, esta medida de intensidad tiene en cuenta la direccionalidad del evento y se considera que

la orientación de la estructura y la dirección de la máxima respuesta coinciden, lo cual supone una hipótesis muy conservadora (J. P. Stewart et al., 2011).

Para finalizar esta sección, se realiza una comparación con los resultados obtenidos en otras investigaciones. Para poder establecer las comparaciones de manera sencilla, se toma el parámetro de máxima respuesta S_{RSS} respecto a $S_{GMRotI50}$, pues la mayoría de investigaciones fueron desarrolladas después del proyecto *NGA* en el que se empleó $S_{GMRotI50}$ (Power et al., 2008). En la Figura 2-26 se muestra la comparación con los resultados obtenidos por Beyer y Bommer (2006), Campbell y Bozorgnia (2007), Watson-Lamprey y Boore (2007), Huang et al. (2011), Shahi y Baker (2013) y las provisiones sísmicas de NEHRP (BSSC, 2009).

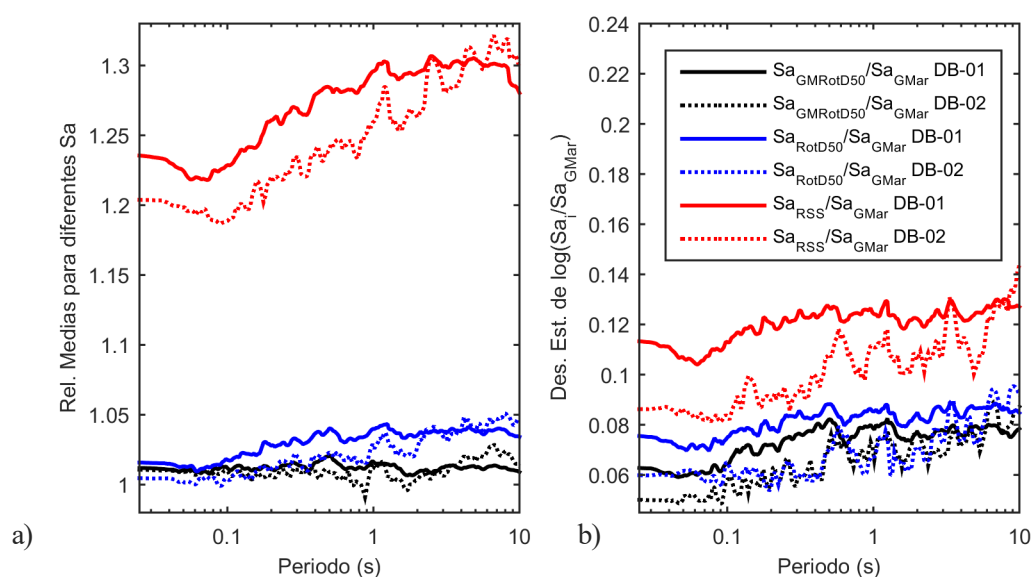


Figura 2-25. Comparación de resultados obtenidos para 3 relaciones de medidas de intensidad respecto a S_{GMar} , para: (a) DB-01 y (b) DB-02.

Aunque en cada uno de estos trabajos se consideran diferentes criterios y parámetros para seleccionar los registros, en todos ellos se usan, como referencia, las bases de datos empleadas tanto para el proyecto *NGA* como *NGA-2*. En el caso NEHRP (BSSC, 2009), los factores sugeridos para modificar la amplitud de la amenaza determinada con el $GMRotI50$ y definir la amenaza máxima fueron establecidos de acuerdo a la opinión de un panel de expertos. Huang et al. (2011) consideran los casos de sismos lejanos (*Far-Field, FF*) con distancias hipocentrales entre 30 y 50 km, y de sismos de falla cercana (*Near-Fault, NF*) con distancias hipocentrales iguales o menores a 15 km.

El comportamiento de los resultados obtenidos en esta investigación, tanto para la DB-01 como para la DB-02, es comparable al obtenido por estos investigadores citados. La mayor diferencia se da en el tramo entre 0.1 y 1.0 segundos, en el que todas las curvas presentan un incremento con pendiente casi constante. Los resultados obtenidos en este trabajo tienen una menor pendiente a la observada en las otras investigaciones. Además, tampoco se observa un segundo segmento de crecimiento después de los 4 segundos, ya que se puede ver un comportamiento plano después de un periodo cercano a 1.0 segundo. Para todos los casos mostrados, y como

ya fue comentado por Shahi y Baker (2013), la propuesta dada por el NEHRP (BSSC, 2009) subestima la relación para periodos inferiores a 0.6 segundos y la sobrestima para periodos superiores a 2 segundos.

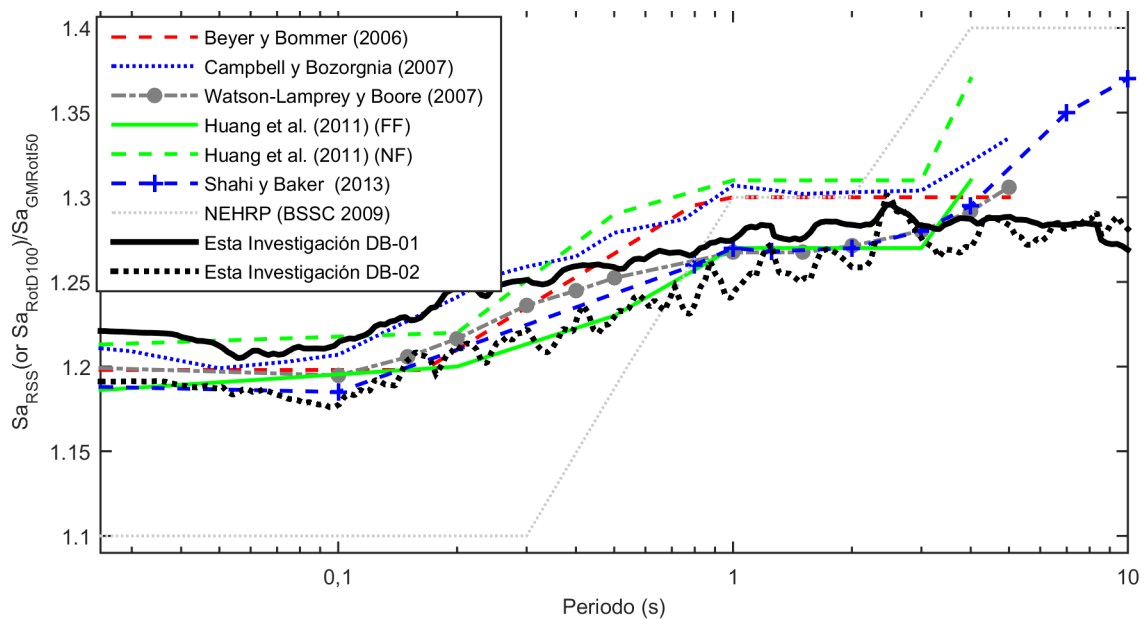


Figura 2-26 Comparación de relaciones de la respuesta máxima unidireccional respecto a GMRot150, comparando con resultados de diferentes investigaciones

2.7. RESUMEN Y CONCLUSIÓN

Para la definición de la amenaza sísmica mediante medidas de intensidad del movimiento del suelo, se han propuesto un gran número de medidas que durante el paso de los años, han sido aplicadas tanto para el análisis de la peligrosidad sísmica con leyes de atenuación, como para la definición de la acción sísmica para el análisis de estructuras (Douglas, 2003). La medida de intensidad más empleada en la definición de las leyes de atenuación emplea la media geométrica de las respuestas espectrales de las señales sísmicas tal y como se registró el evento. Esta medida además de verse afectada por la polarización de la señal, depende de la orientación de los sensores que registran, por lo que parte de la dispersión obtenida en las leyes de atenuación se puede deber a que esta dependencia no es considerada (incertidumbre epistémica).

En este capítulo se han calculado medidas de intensidad independientes de la orientación de los sensores, utilizando la media geométrica (GMRotDpp y GMRotIpp) y la respuesta unidireccional (RotDpp y RotIpp), la cual define la amenaza máxima. Aplicando las metodologías de Boore et al. (2006) y Boore (2010), se obtienen medidas independientes de la orientación, con dependencia e independencia del periodo de los osciladores con los que se determina la respuesta, mostrando que para efectos de reducir la dispersión en las medidas, es conveniente emplear aquellas que son dependientes del periodo. Se propone una medida de intensidad que se define a partir de la composición vectorial de las respuestas en aceleraciones, obteniendo una medida que es equivalente a la RotD100, según lo define Boore (2010).

Los parámetros fueron calculados para un total de 1406 registros, los cuales fueron seleccionados de una base de datos que cuenta con registros de la zona centroamericana. Se realizan comparativas entre las diferentes medidas de intensidad y sus desviaciones estándar, pudiendo cuantificar el efecto en las leyes de atenuación al cambiar la variable dependiente. Si se selecciona alguna de las medidas de respuesta máxima, como el RotD100, la amenaza se puede llegar a amplificar entre un 20% y un 30% respecto a las medidas de intensidad media, lo cual es un incremento considerable con respecto a los valores actuales. Si se decide utilizar este tipo de medidas de respuesta máxima para el análisis de peligrosidad sísmica, se debe considerar que al emplear la dirección que maximiza la respuesta estructural, existirá además una variación en la dispersión y esto afectará considerablemente los análisis probabilistas de peligrosidad sísmica.

La nueva medida de intensidad propuesta (S_{aRSS}), brinda los mismos resultados que la medida RotD100, pero solo requiere el cálculo de 2 respuestas temporales para cada periodo estructural, en lugar de los 180 necesarios para definir la medida de intensidad máxima unidireccional. Además de su simplicidad, esta medida muestra tener un mayor sentido físico sobre la respuesta del oscilador, lo cual puede mejorar el entendimiento del comportamiento estructural para un periodo determinado.

Capítulo 3. SELECCIÓN DE REGISTROS PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. INTRODUCCIÓN

Uno de los métodos más avanzados para determinar el comportamiento de las estructuras ante acciones sísmicas, es la evaluación de la misma ante registros de aceleración, sean éstos reales, sintéticos o híbridos. El análisis de respuesta en el tiempo (*Time History Analysis, THA*), o la extensión propuesta por Vamvatsikos y Cornell (2005) con el análisis dinámico incremental (*Incremental Dynamic Analysis, IDA*), además de contar con la incertidumbre propia del sistema estructural, poseen también la incertidumbre propia de la amenaza sísmica seleccionada. Vale la pena mencionar que la incertidumbre en la acción sísmica puede y suele ser mucho mayor que la incertidumbre en los elementos estructurales, dominando por completo la incertidumbre total del análisis (Vargas-Alzate et al., 2013).

Con el propósito de controlar la incertidumbre en los resultados, de manera que al realizar el análisis probabilista podamos relacionar la dispersión o variación de la respuesta con condiciones propias de las variables seleccionadas como aleatorias para el análisis estructural y no con la dispersión que exhibe la amenaza, se analiza en este capítulo el procedimiento a seguir en esta tesis para la selección y tratamiento de registros sísmicos, los cuales se busca que sean compatibles con un espectro objetivo en particular, siendo posible además definir una dispersión deseada entre los espectros de respuesta.

En la edición más reciente de las recomendaciones sísmicas de la NEHRP (BSSC, 2015), se establece un procedimiento para la selección de registros para el análisis dinámico no-lineal de estructuras. El mismo, combina diferentes criterios considerados ventajosos para esta investigación.

3.2. ESPECTRO OBJETIVO

La metodología planteada en NEHRP (BSSC, 2015) está diseñada para el cálculo determinista de la demanda sísmica, que busca evaluar el comportamiento de la estructura para una acción sísmica determinada, que corresponderá con un nivel determinado de amenaza sísmica. Sin embargo, los análisis *IDA* realizan un barrido para un vector de aceleración buscando, en el caso de evaluación de una estructura, determinar funciones de daño. Esto no afecta la selección de registros para el análisis incremental que se realizará ya sea para un espectro normalizado o, en este caso, para el espectro de diseño correspondiente previsto para cada estructura.

El espectro objetivo se define como el espectro de diseño previsto en la norma de diseño. Se utiliza sin normalizar, es decir, el espectro escalado con la aceleración base de diseño. Para el caso de las estructuras consideradas en este trabajo, se emplea el emplazamiento más típico en Costa Rica, que es una zona sísmica III y un suelo superficial tipo S3, lo que implica una aceleración base de 0.36 veces la gravedad (CFIA, 2011).

3.3. AJUSTES DE LOS REGISTROS SÍSMICOS

En general se han definido en la literatura, dos técnicas distintas para que el espectro de respuesta de un aceleograma dado se ajuste al espectro objetivo. La primera (Ajuste tipo 1) supone un escalado sencillo de las ordenadas mientras que la segunda (Ajuste tipo 2) supone un ajuste de parte o todo el espectro de amplitudes.

El Ajuste tipo 1 considera un factor de escala único para todo el registro, amplificando de manera proporcional las ordenas del espectro de respuesta. El espectro escalado se compara contra el espectro objetivo y se verifica el criterio de selección. Para este tipo de escalado, lo común es emplear diferentes valores de factor de escala para determinar cuál minimiza las diferencias entre el espectro objetivo y el espectro del registro evaluado.

El Ajuste tipo 2 se conoce como coincidencia espectral (*spectral matching*), para el cual no existe una única metodología. En general, conlleva una discretización de la señal, ya sea en el espacio de las frecuencias o del tiempo, para aplicar diferentes factores de escala que den como resultado una mejor coincidencia del espectro objetivo y del generado por el registro semilla. Este proceso es más elaborado y requiere de un tratamiento especial. Para este proyecto se emplea la metodología desarrollada por Hancock y Bommer (2007), en la que se determina un factor de escala igual a la relación que existe entre el espectro objetivo y el espectro del sismo semilla para cada *SDOF*. Posteriormente, se aplica el factor de escala al espectro de Fourier con el objetivo de ajustar las amplitudes para cada frecuencia y que al realizar la transformada inversa de Fourier, la señal resultante posea un espectro de respuesta que concuerde con el espectro objetivo. Esto conlleva un proceso iterativo que, en general, consigue minimizar adecuadamente el error entre el espectro de respuesta del sismo resultante y el de diseño u objetivo.

3.4. RANGO DE PERIODOS DE INTERÉS

Los espectros de respuesta de acelerogramas registrados poseen una alta dispersión, al considerar todo el rango de periodos en los que es posible o válido determinar dichos espectros. También, las estructuras analizadas poseen un rango de periodos característico en el cual será de interés contar con información sobre la amenaza. Por lo tanto, frecuentemente se considera suficiente y apropiado reducir el rango de periodos sobre el cual se monitorea el error o la dispersión entre los espectros de acelerogramas reales respecto al espectro objetivo.

Se considera que el rango de periodos debe ser lo suficientemente amplio como para poder abarcar los modos superiores de las estructuras (por el límite inferior) y, a su vez, deben ser válidos en el momento en que la estructura se dañe y exista un aumento de su periodo natural. Para determinar el rango de interés se suele utilizar el periodo del primer modo en traslación (mayor periodo) y la masa participativa del análisis modal en las dos direcciones principales de la estructura.

La sección 16.2.4.1 del NEHRP 2015 (BSSC, 2015), especifica que el rango de periodos definidos como $[T_{min}, T_{max}]$ debe tomarse como:

$$\begin{aligned} T_{max} &\geq 2.0 \cdot \max\{T_{1x}, T_{1y}\} \\ T_{min} &\leq 0.2 \min\{T_{1x}, T_{1y}\} : \min\{m_{effx}, m_{effy}\} \geq 0.9 \end{aligned} \quad 3-1$$

donde T_{1x} y T_{1y} son los periodos de los modos fundamentales en cada una de las direcciones principales llamadas en general como X e Y , únicamente por convención general, y m_{effi} es la masa participativa que debe computarse de igual manera en las dos direcciones principales del análisis.

3.5. MÉTODO

En términos generales, en esta tesis se seguirá el procedimiento propuesto por Jayaram et al. (2011), considerando que no existen condiciones de restricción en ningún periodo específico. Se sustituye además la matriz de correlación entre periodos adyacentes, necesaria para la generación de los espectros de respuesta artificiales generados mediante un proceso de Monte Carlo.

El primer paso consiste en definir el espectro objetivo, que como se dijo anteriormente, será el espectro de diseño dado por el CSCR-10 (CFIA, 2011) para una zona sísmica III y un estrato de suelo en el emplazamiento del tipo S3, lo que implica una aceleración pico del terreno de 0.36 g.

El segundo paso comporta la simulación de espectros de respuesta (espectros artificiales), los cuales son generados empleando una función del tipo Monte Carlo, que combina y aplica además una selección de casos optimizada por el método del Hipercubo Latino. Simular espectros de respuesta que sigan una cierta desviación

estándar, con un valor medio conocido y una cierta correlación entre cada aceleración espectral, permite contar con espectros con un error “admisible” sobre los cuales se compararán los espectros reales de la base de datos disponible, con el fin de sustituir cada espectro simulado con el espectro real que posea la menor diferencia (error cuadrático medio mínimo).

Para la simulación de los espectros se utiliza la función generadora de número aleatorios para múltiples variables de Matlab⁴, la cual requiere definir un vector con el valor medio y otro vector que corresponde con la desviación estándar del vector de variables. Para determinar la correlación acoplada entre cada uno de los periodos (considerados aquí como las variables aleatorias), se determina una matriz con coeficientes de correlación lineal normalizados (Kottegoda y Rosso, 2008), definida como:

$$\rho_{X_1, X_2} = \frac{COV[X_1, X_2]}{\sigma_{X_1} \sigma_{X_2}} \quad 3-2$$

$$-1.0 \leq \rho_{X_1, X_2} \leq 1.0$$

donde $COV[X_1, X_2]$ es la covarianza entre las variables X_1 y X_2 , mientras que σ_{X_1} y σ_{X_2} corresponde a la desviación estándar de las mismas. Resolviendo la ecuación 3-2 para determinar la covarianza de n variables, se puede escribir de acuerdo al desarrollo presentado por Jayaram y Baker (2011) de la siguiente manera:

$$COV = \begin{bmatrix} \sigma_{\ln S_a(T_1)}^2 & \rho(T_1, T_2) \sigma_{\ln S_a(T_1)} \sigma_{\ln S_a(T_2)} & \dots & \rho(T_1, T_n) \sigma_{\ln S_a(T_1)} \sigma_{\ln S_a(T_n)} \\ \rho(T_2, T_1) \sigma_{\ln S_a(T_2)} \sigma_{\ln S_a(T_1)} & \sigma_{\ln S_a(T_2)}^2 & \dots & \rho(T_2, T_n) \sigma_{\ln S_a(T_2)} \sigma_{\ln S_a(T_n)} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \rho(T_n, T_1) \sigma_{\ln S_a(T_n)} \sigma_{\ln S_a(T_1)} & \rho(T_n, T_2) \sigma_{\ln S_a(T_n)} \sigma_{\ln S_a(T_2)} & \dots & \sigma_{\ln S_a(T_n)}^2 \end{bmatrix} \quad 3-3$$

La matriz mostrada en la ecuación 3-3, considera que el factor de correlación lineal $\rho_{i,i}$ es positivo y con un valor igual a la unidad, dejando únicamente los valores correspondientes con el cuadrado de la desviación estándar. Se ha empleado el subíndice $\ln S_a(T_i)$ para hacer referencia a que el valor medio y la desviación estándar corresponden al logaritmo natural de las amplitudes espectrales en aceleración, para mantener el supuesto de que la distribución de los valores sigue la distribución log-normal, tal y como se discutió en secciones anteriores.

Para generar la matriz con los valores de la correlación lineal normalizada, se realiza una simulación de señales sinusoidales con amplitud unitaria, haciendo variar la fase angular para abarcar un rango de frecuencias apropiado para el estudio que se desea realizar. Una vez calculadas las señales sinusoidales, se determina el factor de correlación lineal para cada periodo, mostrando la correlación o dependencia entre los diferentes valores de aceleración espectral. En la Figura 3-1 se muestra la variación de los valores para la matriz obtenida

⁴ mvnrm (MU, SIGMA, CASES): Multivariable normal random numbers, para una media MU, desviación estándar SIGMA y número de casos CASES.

con ondas generadas comparándola con los resultados del estudio de Baker y Jayaram (2008), que se basa en la respuesta espectral para la base de datos empleada en el proyecto *NGA*.

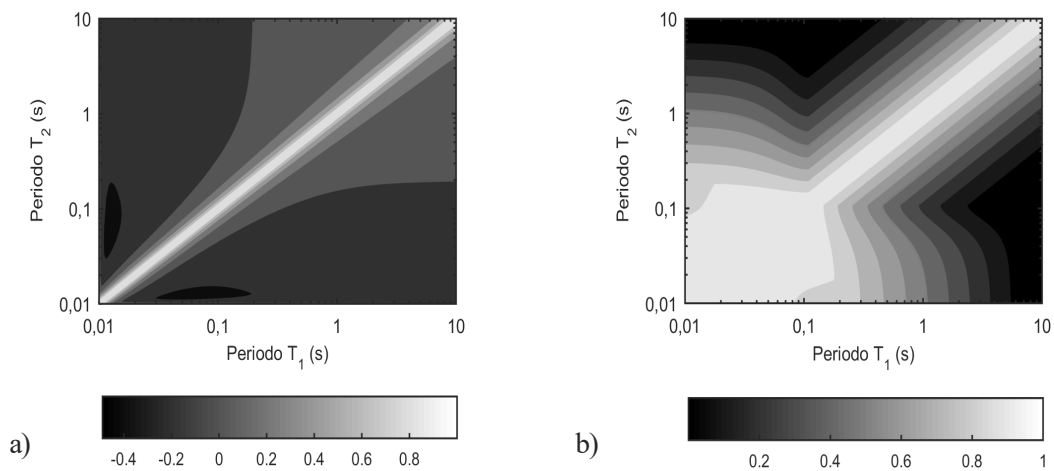


Figura 3-1. Comparación de las matrices de correlación lineal para el caso: (a) señales sinusoidales y (b) estudio de Baker y Jayaram (2008).

Tal y como se observa en la figura anterior, en ambos casos la diagonal de las matrices posee un valor de 1.0. Sin embargo, para el caso del estudio de Baker y Jayaram (2008), al utilizar los registros de una base de datos, la interdependencia entre los periodos es mayor, especialmente para periodos menores a 0.2 segundos. Esto puede deberse a que las señales sinusoidales son monocromáticas, es decir, poseen una única frecuencia y la interacción del espectro de respuesta con otras frecuencias es menor al que poseen las señales reales, que son policromas, es decir tienen un rango frecuencial, de forma que la correlaciones en rangos frecuenciales compartidos pueden aumentar. Las consecuencias prácticas de emplear la matriz de coeficientes de correlación lineal, en lugar de la derivada de una base de datos real, es que los espectros simulados tendrán una fuerte correlación en periodos cercanos los unos a los otros para todo el rango de periodo de interés, lo cual genera espectros de respuesta que siguen las condiciones suficientes y deseadas para el estudio.

Se ha definido un valor constante para la desviación estándar en todo el rango de periodos igual a 0.1, con el objetivo de que al menos el 84.1% de los valores espectrales simulados se ubicaran dentro de un rango con un 10% mayor y menor con respecto al espectro objetivo, garantizando además que el espectro promedio de todos los espectros simulados es aproximadamente igual al espectro objetivo. En la Figura 3-2a se observan los espectros seleccionados con esta metodología para el caso de una estructura con periodo bajo, cuyos límites son de 0.0528 segundos y 0.539 segundos, mientras que en la Figura 3-2b están los espectros para la estructura de periodo alto con límites de 0.215 y 4.73 segundos. Se muestran 20 espectros de respuesta máxima (S_{RSS}) cuyo error es mínimo, de acuerdo a la simulación realizada. Se puede observar cómo el valor medio se ajusta bien al espectro objetivo dentro del rango frecuencial y desviaciones típicas predefinidas.

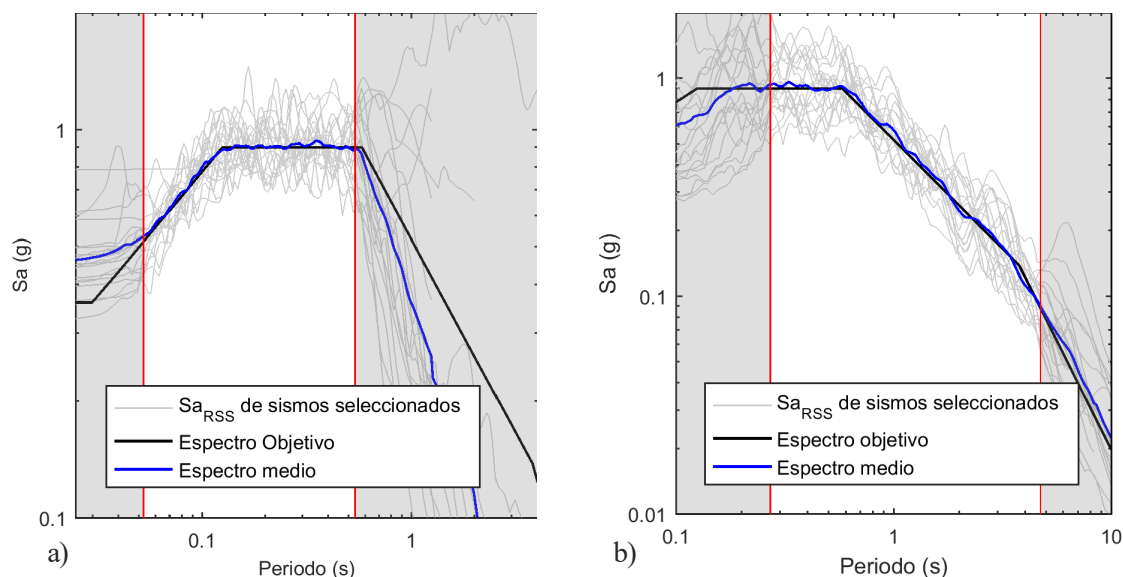


Figura 3-2. Espectros ajustados con ajuste tipo 1 para: a) estructura de periodo bajo y b) estructura periodo alto.

Los espectros de respuesta máxima (S_{RSS}) se ajustan para el rango de periodos de interés aplicando un único factor de escala a todo el espectro de aceleraciones (ajuste tipo 1). Una vez que se poseen la cantidad de registros deseados, se realiza el ajuste por coincidencia espectral (ajuste tipo 2) pero, en este caso, se toman los registros ortogonales sobre el plano horizontal que generan el espectro seleccionado, ajustando cada uno de ellos por separado. Se muestra en la Figura 3-3 el resultado del ajuste de 40 espectros de respuesta (2 por cada uno de los 20 espectros de respuesta máxima mostrados en la Figura 3-2), así como la media de los espectros y el espectro objetivo.

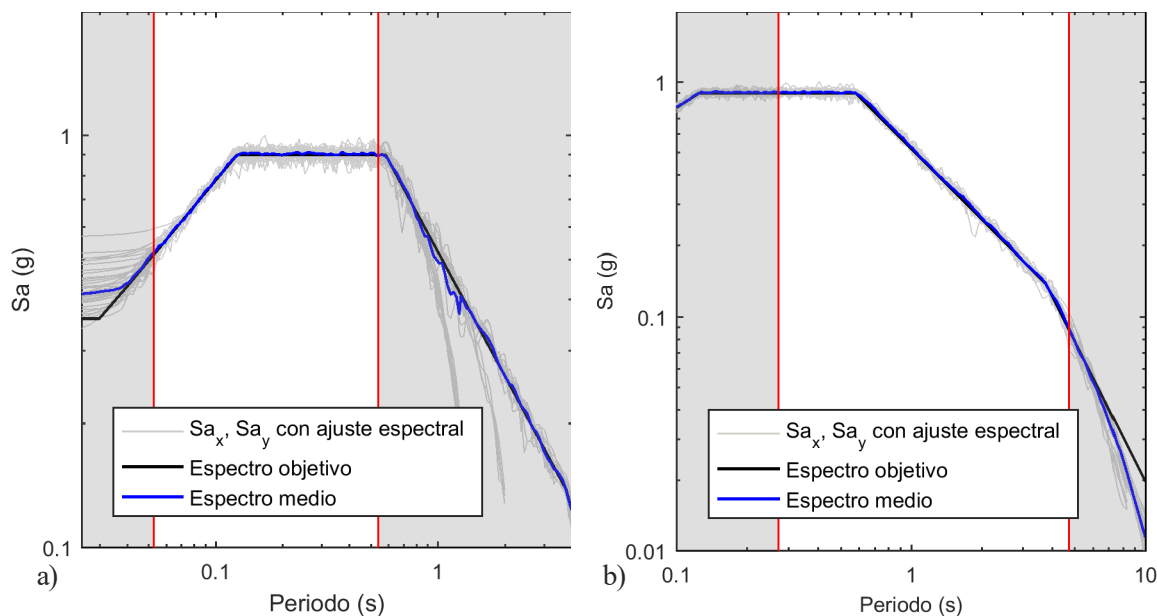


Figura 3-3. Espectros en aceleración de las componentes horizontales de los sismos seleccionados con ajuste tipo 2 para: a) la estructura de periodo bajo y b) la estructura de periodo alto.

Al emplear esta técnica de escalado por coincidencia espectral, se logra una mejor concordancia entre los espectros de respuesta y el espectro objetivo, reduciendo la dispersión de forma considerable. Esto se puede

apreciaren la Figura 3-4, donde se compara la dispersión de los espectros S_{aRSS} antes y después del ajuste espectral. Para el ajuste tipo 1 se posee en promedio una desviación estándar de 0.14, mientras que para el ajuste tipo 2 se logra reducir la dispersión promedio a 0.03. El ajuste por coincidencia espectral modifica de manera eficiente las señales para lograr el ajuste deseado.

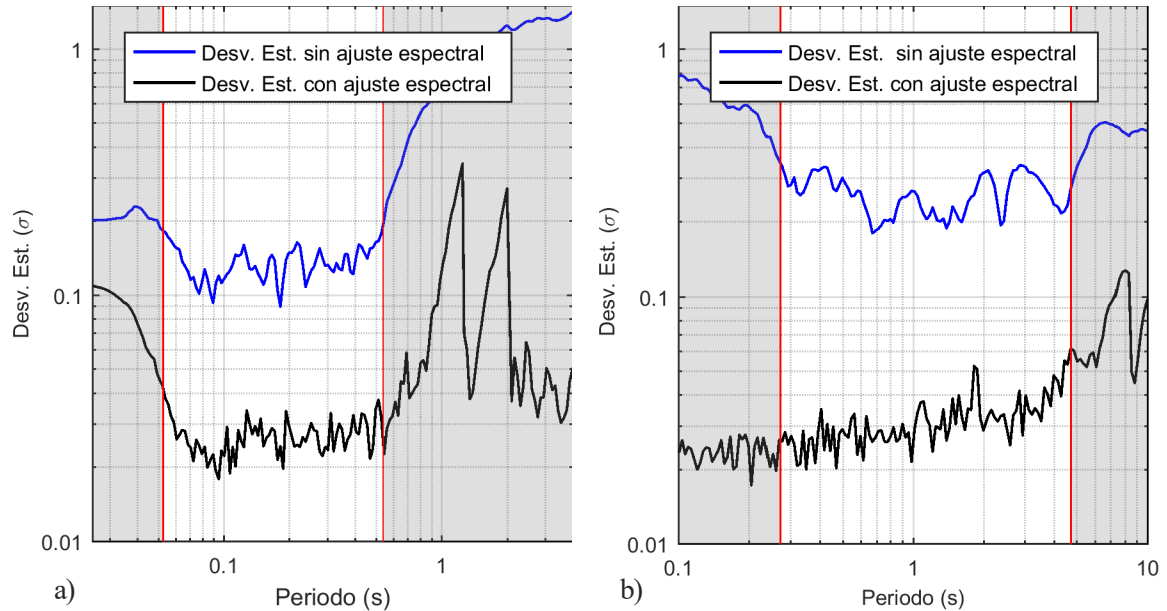


Figura 3-4. Comparación de desviaciones estándar entre ajustes tipo 1 y tipo 2 para: a) estructura de periodo bajo y b) estructura de periodo alto.

3.6. REGISTROS SELECCIONADOS

Como resultado de la aplicación de la metodología descrita, se muestran en la Tabla 3-1 el nombre de los registros y el factor de escala utilizado (ajuste tipo 1), antes de realizar el procedimiento de coincidencia espectral (ajuste tipo 2), esto para dos rangos de periodos distintos. Estos periodos se corresponden con las estructuras a evaluar en los siguientes capítulos y que aquí se han denominado como estructura de periodo bajo y estructura de periodo alto. Uno de los factores limitantes para estructuras con periodos altos para la base de datos DB-01, es que muchos de los registros antiguos tienen un rango de frecuencias útiles muy pequeño, acortando el rango de periodos para el cual el espectro de respuesta es apto para ser empleado, por lo que es de esperar que, para las estructuras de este tipo, la mayoría de los registros empleados sean recientes, debido a que los equipos modernos poseen un mayor rango de frecuencias.

Tabla 3-1. Lista de registros seleccionados con un único factor de escala para estructura de periodo bajo y periodo alto, se muestra el factor de escalado y el nombre de registros según formato LIS-UCR (Moya, 2006).

Número registro	Caso 1: Periodo Bajo		Caso 2: Periodo Alto	
	Factor Escala (Ajuste tipo 1)	Nombre archivo	Factor Escala (Ajuste tipo 1)	Nombre archivo
1	43.1000	199211231802_IN1.lis	4.2000	200101131735ESPA.lis
2	4.2000	199307102041_CCH.lis	70.3000	200411202201SONS.lis
3	13.9000	199006080031_SRM.lis	2.0000	200102131422ESBA.lis
4	4.6000	199203070154_AU2.lis	7.6000	201209051442HHDA.lis
5	28.9000	201209051442LMOI.lis	14.8000	200102131422ESAR.lis
6	12.3000	199203070154_QPS.lis	6.5000	201209051442ACAR.lis
7	26.6000	199211031146_CMA.lis	15.8000	200411200807_CCH.lis
8	11.3000	200102020810ESTO.lis	4.0000	201209051442AUPA.lis
9	2.6000	200411200807_PAR.lis	9.8000	201209051442CHLM.lis
10	17.8000	200101150022ESGR.lis	7.5000	201209051442PQUE.lis
11	32.8000	199104222219_AU1.lis	25.3000	200411200807_OVS.lis
12	17.5000	200102020810ESEX.lis	1.9000	201209051442GNYA.lis
13	12.3000	200103160001ESEX.lis	3.8000	201209051442GSTR.lis
14	15.0000	199904030422ESCU.lis	6.6000	201209051442PQSH.lis
15	24.8000	198707151431_IN1.lis	7.7000	200102131422ESTE.lis
16	10.6000	200102131422ESAR.lis	17.1000	200207310017_RMO.lis
17	1.8000	200104102146ESGR.lis	1.8000	201209051442GTGA.lis
18	39.2000	199903142021ESAR.lis	2.4000	201209051442GLIB.lis
19	3.7000	200402041159_GLF.lis	24.6000	199907111414ESLI.lis
20	6.5000	199307102041_CMA.lis	8.6000	201209051442SSMD.lis

3.7. RESUMEN Y CONCLUSIÓN

Se mostró en este capítulo una de las técnicas disponibles para la selección y tratamiento de registros sísmicos para el análisis dinámico no lineal de estructuras. La técnica aplicada involucra una combinación de diferentes metodologías, que buscan reducir o ajustar la dispersión de los espectros de respuesta respecto a un espectro objetivo. Se busca reducir la dispersión de los espectros para poder analizar los resultados de los análisis estructurales a la luz de esta condición, bajo la cual se espera que la dispersión en los resultados sea originada por las variables seleccionadas para modelar las estructuras y que estén menos influenciados por la variación entre los registros sísmicos.

Siguiendo la metodología propuesta por las recomendaciones del NEHRP (BSSC, 2015), se emplea el espectro de máxima respuesta, aquí definido como S_{aRSS} , como información de entrada en el proceso de selección. Para elegir el conjunto de sismos inicial se aplica el procedimiento propuesto por Jayaram et al. (2011), quienes desarrollaron la metodología para calcular el espectro medio condicional (Baker, 2011), pero se puede realizar también sin condicionar ningún periodo en específico. Se aplica además un ajuste espectral a cada señal, minimizando la dispersión de las funciones espectrales, con el objetivo de disminuir la dispersión de los resultados en el análisis de la respuesta estructural con métodos dinámicos.

Se comprueba que al realizar el ajuste espectral, la dispersión entre los espectros disminuye en relación con el conjunto de espectros en su forma original. Se obtiene un conjunto de registros provenientes de la base de datos analizada en el capítulo anterior, con el cual es posible realizar análisis dinámicos en tres dimensiones, garantizando que la forma espectral de las señales en todos los casos es similar.

Capítulo 4. ESTRUCTURAS TIPO MURO DE MAMPOSTERÍA INTEGRAL DE CONCRETO REFORZADO (*VUM*): ANÁLISIS DETERMINISTA

4.1. INTRODUCCIÓN

La mampostería reforzada de manera integral, es uno de los principales materiales compuestos empleados en Costa Rica para la construcción de viviendas unifamiliares de uno o dos niveles. Esto se debe tanto a factores sociales como históricos, pues los bloques de concreto se comercializan desde 1952, año en que la empresa Productos de Concreto S.A. inicia su producción en la capital del país. Además, existe una predilección hacia este material pues proporciona un buen aislamiento acústico, térmico y de la humedad.

La tecnificación en la construcción de viviendas con el uso de acero dúctil en forma de refuerzo colocado de manera vertical y horizontal, propiciaron una mejora en la calidad de las construcciones, así como en su durabilidad y resistencia ante cargas laterales.

A pesar de que es un material de amplio uso y de llevar tantos años en el mercado nacional, se cuenta con poca información sobre el comportamiento esperado ante cargas cíclicas tanto en el plano principal de resistencia como fuera de este.

El Código Sísmico de Costa Rica (CSCR), en su última versión (CFIA, 2011), actualizó los lineamientos para el diseño de estructuras con este material basados en las provisiones del Instituto Americano de Mampostería (*MTA*) dadas en la norma TMS-402 (MSJC, 2008). Esto ocasionó la modificación de algunos aspectos, de acuerdo con el criterio de los miembros del CSCR para que fuera aplicable al entorno nacional.

La mampostería reforzada es un material complejo cuya caracterización no es sencilla, principalmente porque la interacción entre los diferentes materiales que la componen, genera un comportamiento anisótropo. Además, se vuelve complejo definir el comportamiento ante cargas de corte, que suele ser la principal acción sobre los muros de mampostería.

En esta sección se presentan los principales aspectos del estudio realizado, así como su alcance y limitaciones.

4.1.1. ANTECEDENTES

El estudio de la mampostería, utilizada en Costa Rica, ha sido abordado aquí, principalmente, desde el punto de vista de la caracterización de los materiales que la componen de manera independiente. Se ha logrado determinar los parámetros mecánicos, geométricos y de resistencia de cada elemento (Delgado y Navas, 2011; Navas, 2007; Navas y Salazar, 2014), pero aún existe un vacío en su análisis como material compuesto, siendo este aspecto donde existe menos información.

En una investigación llevada a cabo por Acuña y Navas (2013), se probaron 8 paredes de mampostería con refuerzo integral, a escala natural (escala 1:1). Todas fueron construidas con la misma geometría y materiales de iguales características, variando la forma del empalme o traslape del refuerzo horizontal, lo cual modifica el comportamiento a cortante y modifica también la ecuación de la resistencia teórica según el CSCR-10 (CFIA, 2011). Para estas 8 paredes se obtuvieron las curvas de histéresis ante cargas cíclicas incrementales, con desplazamientos positivos y negativos.

Existen investigaciones similares en regiones que comparten características con el sistema constructivo empleado en Costa Rica. Tomažević (1996) planteó un modelo de histéresis analítico para la mampostería reforzada de Eslovenia, esto como resultado del análisis de 32 elementos a escala natural. A pesar de que el modelo propuesto se ajusta bien con los resultados experimentales, el modelo no ha sido implementado en los programas de cálculo.

Otras investigaciones (Haach et al., 2009; Minaie et al., 2010; Voon y Ingham, 2006) muestran los resultados de pruebas similares, orientándose hacia la determinación correcta de la resistencia última del material desde la perspectiva del enfoque del problema en las normas de diseño. Sin embargo, se deja de lado la descripción del comportamiento no lineal.

Uno de los principales aspectos que comparten todas estas investigaciones, es que la mampostería reforzada posee una rigidez inicial muy inferior a la determinada de manera analítica, la cual puede ser función tanto de la carga axial como de la geometría del muro de mampostería. Hart y Priestly (1989) proponen una relación que correlaciona la rigidez agrietada de la mampostería con la relación entre la altura y el largo de la pared (h/l) que, además, considera la carga axial y la resistencia a tensión del refuerzo colocado de manera horizontal.

El modelo de histéresis desarrollado por Stewart (1987) para paredes con cubierta de madera laminada, puede ser utilizado para modelar el comportamiento de materiales con características semi-dúctil como el concreto reforzado con poco refuerzo (Liu, 2001) o la mampostería reforzada. Con los resultados obtenidos por Acuña y Navas (2013) y la relación de Hart y Priestly (1989), se realiza, en este trabajo, una calibración para poder extrapolar los resultados experimentales a paredes con diferentes relaciones de h/l , para poder definir el comportamiento esperado para una estructura real.

4.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La mampostería integral reforzada es uno de los materiales más utilizados para la construcción de viviendas unifamiliares en Costa Rica. Al ser un país sísmico y ser ésta la tipología constructiva más usada, es indispensable estudiar a fondo el comportamiento de este material compuesto ante acciones sísmicas.

El estudio de las propiedades no lineales de este material y del comportamiento de estructuras que lo utilizan, no ha sido abordado de manera integral. Por lo tanto, se realizará un análisis de pruebas de laboratorio elaboradas con paredes a escala natural, para calibrar un modelo de histéresis que simule correctamente el comportamiento experimental, para posteriormente aplicar dicho modelo al análisis de una estructura considerada como representativa para la tipología analizada.

4.1.3. ESTRUCTURA DEL CAPÍTULO

El capítulo se compone de 2 secciones principales. En la primera se define el comportamiento no lineal, para lo cual se examinan las pruebas del laboratorio y se calibra el modelo de histéresis que será utilizado para el análisis de la estructura. En la segunda sección realiza el análisis no lineal de la estructura para el caso definido como determinista. Se cierra el capítulo con un resumen y algunas conclusiones específicas de este capítulo.

4.2. EL MODELO

Para realizar la evaluación del daño en estructuras de mampostería, se emplea un modelo al cual se le realizan análisis tridimensionales, introduciendo la demanda en las dos direcciones principales. El modelo está compuesto por un conjunto de elementos estructurales cuya geometría está definida por consideraciones arquitectónicas, garantizando el cumplimiento de las condiciones de diseño definidas en la norma. Para el análisis elástico, únicamente es necesario definir la geometría de los elementos y el tipo de conexión que existe entre ellos. Por otro lado, para el análisis en el rango inelástico, además de esto, es necesario definir el comportamiento esperado para cada elemento bajo cargas cíclicas, para lo cual se emplea un modelo de histéresis particular, el cual debe englobar las principales características del comportamiento observado.

La mampostería reforzada en sus diferentes modos de empleo, es un material con un impacto menor que el de materiales como el acero o el concreto reforzado, que son usualmente utilizados para grandes proyectos que poseen una mayor exposición visual. Sin embargo, en países como Costa Rica, el uso de la mampostería representa un porcentaje alto en la cantidad total de metros cuadrados construidos, pues se emplea en una gran cantidad de pequeños proyectos.

La Universidad de Costa Rica (*UCR*) a través del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (*LANAMME*) de la escuela de Ingeniería Civil, ha desarrollado diferentes proyectos para mejorar el estado del arte sobre las propiedades del material (Acuña y Navas, 2013; Delgado y Navas, 2011; Navas, 2007; Navas y Cordero, 2013; Navas y Salazar, 2014). Se han caracterizado tanto los materiales que componen por separado la mampostería (Bloques de concreto, mortero de unión, concreto de relleno y acero de refuerzo), como en conjunto (prismas no reforzados y paredes a escala natural).

A continuación, se presenta la calibración del modelo de histéresis con los resultados obtenidos en pruebas de laboratorio. Además, se realiza una descripción de la geometría de la estructura seleccionada, así como un resumen de las propiedades elásticas y de resistencia, tanto de los elementos como de la estructura en conjunto. Por último, se muestra la calibración del índice de daño a emplear.

4.2.1. PRUEBAS A ESCALA NATURAL

Acuña y Navas (2013) realizaron pruebas pseudo-estáticas cíclicas a 8 paredes construidas a escala natural, con la misma geometría y la misma distribución del refuerzo, registrando el comportamiento hasta el colapso de las paredes. Las paredes fueron construidas con diferentes condiciones en el empalme del refuerzo horizontal (todos permitidos por el CSCR) con el objetivo de verificar la variación de la resistencia máxima y la rigidez inicial. De las 8 pruebas se descartó una de ellas por presentar resultados incoherentes con el resto de las pruebas, lo cual, según reportan los investigadores, se debió a un error constructivo que propició el fallo en el talón de la pared (que se refiere a las esquinas de la parte inferior de la pared) por compresión a bajos niveles. Todos los datos obtenidos para las pruebas fueron cedidos directamente por el primer autor del proyecto para su análisis.

Las paredes fueron diseñadas de acuerdo con el CSCR-10 (CFIA, 2011), que presenta una adaptación de las relaciones, presentes en TMS-402 (MSJC, 2008), para determinar la capacidad última. La geometría de las probetas fue de 3.2 metros de largo por 2.8 metros de altura. Los bloques de concreto tenían dimensiones de 12x19x39cm, con dos celdas huecas. El refuerzo en todos los casos fue de 6 barras de 16 mm de diámetro colocadas de manera vertical (cada 60 cm) y 6 barras de 10 mm colocadas horizontalmente (cada 60 cm). Se puede ver un ejemplo del tipo de mampostería y refuerzo en la Figura 4-1.



Figura 4-1 Ejemplo de distribución de refuerzo y bloques de concreto en mampostería reforzada (Acuña, 2014).

Se probaron dos opciones para el recubrimiento del refuerzo horizontal. En la primera el refuerzo horizontal se coloca sobre el mortero de unión entre bloques (*Bed-Joint mortar, BJ*), por lo que la transferencia del esfuerzo se dará únicamente en los puntos en que existe una unión vertical (cada 20 cm) y donde se coloca una varilla vertical, pues la celda está completamente rellena. La segunda opción es utilizar una viga-bloque (*Bond Beam element, BB*), que es un bloque con las mismas dimensiones, pero permite quitar una pequeña porción en la parte superior para colocar la barra y poder rellenar la sección con concreto, dando continuidad a la transferencia de esfuerzo entre el refuerzo horizontal y los bloques de mampostería.

Además, se tomaron 3 condiciones en el empalme del refuerzo. Se realizó una pared de referencia sin empalmes horizontales (*NO*), en dos paredes se empleó un empalme con un gancho a 180° alrededor de la barra vertical más próxima al final del empalme (*MH*) y en 4 paredes se realizó el empalme convencional en el centro del vano (*MO*). En la Tabla 4-1 se muestra un resumen de los especímenes probados. La nomenclatura final de las paredes inicia con *WA* que hace referencia a la pared o muro (*Wall* en inglés), seguido por la numeración correspondiente de cada elemento, la opción de recubrimiento en el refuerzo horizontal y por último la condición de traslape empleada. El símbolo arroba (@) es empleado para sustituir la palabra “a cada”, indicando separación entre las barras de acero.

Los materiales empleados para la mampostería cumplen con los requisitos dados para poder considerarla como grado A según el CSCR-10, por lo que la resistencia característica a la compresión (f'_m) se toma como 10 MPa. Para el caso del refuerzo, las barras verticales cumplen con la norma ASTM A706 (ASTM, 2016b), por lo que la resistencia mínima a la fluencia en tensión (f_y) es de 420MPa, mientras que para el refuerzo horizontal se empleó acero que cumple con la norma ASTM A615 (ASTM, 2016a), y que posee una resistencia f_y de 280 MPa. En la Figura 4-2 se presenta el ensamblaje general de las pruebas, en el cual se aplica un desplazamiento controlado en la parte superior de la pared, midiendo en cuatro puntos distintos (ver los puntos indicados con LVDT_i, $i=1,2,3,4$) los movimientos resultantes.

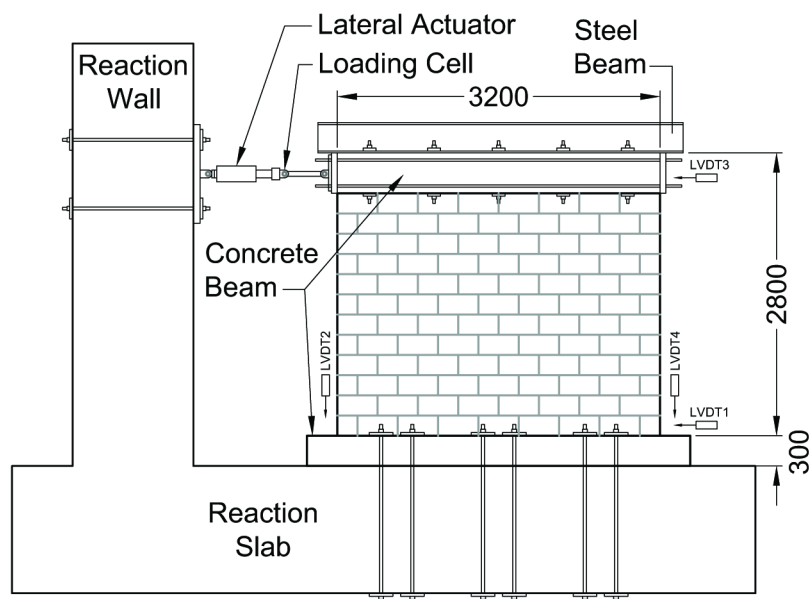


Figura 4-2 Esquema del montaje general de las pruebas.

El patrón de carga aplicado y el montaje de la prueba en general, sigue las recomendaciones de la norma ASTM E2126 (ASTM, 2011). Para determinar el desplazamiento máximo de los elementos se utilizaron resultados de pruebas realizadas en circunstancias similares (Navas y Cordero, 2013), estableciendo el mismo en 30 mm. El patrón de carga trata de llegar hasta el 180% del desplazamiento último, tal y como se observa en la Figura 4-3, pero la prueba puede finalizar antes debido al deterioro de los elementos.

Tabla 4-1 Descripción de especímenes de mampostería probados y el refuerzo empleado.

Muro	ϕ_v (mm)	ρ_v (%)	ϕ_h (mm)	ρ_h (%)
WA01-BJ-NO	16@600	0.278%	10@600	0.099%
WA02-BJ-MH	16@600	0.278%	10@600	0.099%
WA03-BB-MH	16@600	0.278%	10@600	0.099%
WA04-BJ-MO	16@600	0.278%	10@600	0.099%
WA05-BJ-MO	16@600	0.278%	10@600	0.099%
WA06-BB-MO	16@600	0.278%	10@600	0.099%
WA07-BB-MO	16@600	0.278%	10@600	0.099%

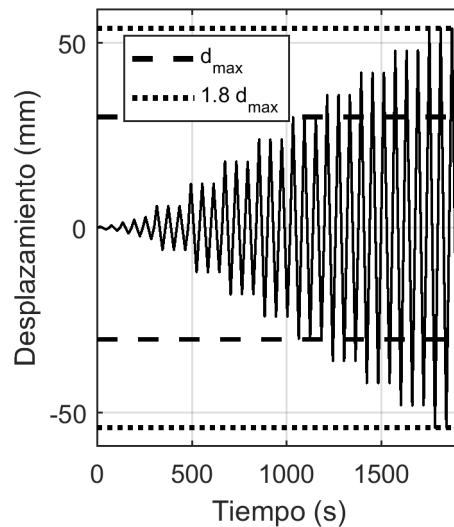


Figura 4-3. Patrón de carga aplicada en las pruebas

En la Figura 4-4h se comparan las envolventes de las 7 paredes tomando como punto de colapso cuando la reducción de carga representa un 20% de la capacidad máxima, es decir, cuando llega al 80% de la carga máxima. Se observa en esta comparación, que no existen diferencias significativas en el comportamiento de las paredes probadas, por lo que se puede considerar que el tipo recubrimiento empleado para las varillas horizontales y el tipo de traslape no influyen en el comportamiento obteniendo valores similares en la resistencia máxima, la rigidez inicial y el desplazamiento último.

A pesar de que las estructuras que emplean mampostería reforzada son consideradas como estructuras frágiles, se observa que los elementos son capaces de desarrollar una serie de ciclos de histéresis en el rango no lineal sin perder la rigidez lateral o la capacidad de carga de manera significativa. Por lo tanto, es de esperar que las estructuras que sigan las condiciones de diseño y de construcción apropiadas, puedan desarrollar una ductilidad adecuada.

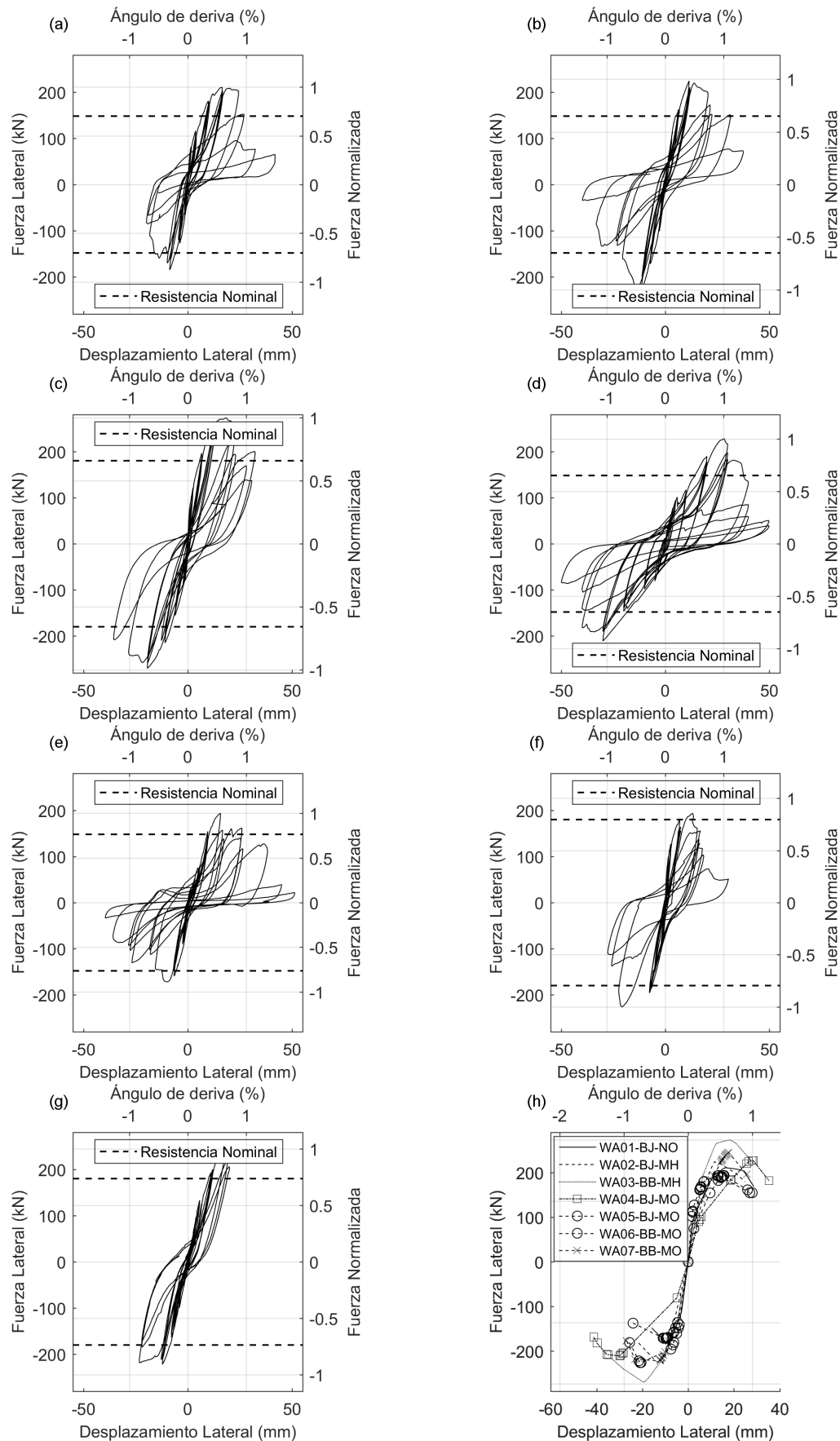


Figura 4.4. Diagramas Fuerza-Desplazamiento para: (a) WA01-BJ-NO, (b) WA02-BJ-MH, (c) WA03-BB-MH, (d) WA04-BJ-MO, (e) WA05-BJ-MO, (f) WA06-BB-MO, (g) WA07-BB-MO, (h) Comparación entre curvas envolventes para todas las paredes probadas.

4.2.2. CALIBRACIÓN DEL MODELO DE HISTÉRESIS

Para la calibración del modelo se utilizará la metodología propuesta por Stewart (1987). Este método fue ideado para la caracterización de paneles de madera empleados como muros de corte y se ha elegido aquí por dos razones principales: la primera, y más importante, es que además de ser un modelo tri-lineal, permite modelar una rigidez negativa después del punto de carga máxima, ya que este fenómeno se observa en todas las pruebas realizadas para el caso de estudio. La segunda razón es que el modelo está implementado en el programa de análisis estructural RUAUMOKO 3D (Carr, 2003), lo que facilita su calibración y su posterior aplicación.

En la Figura 4-5 se muestra el esquema del modelo de histéresis, donde: k_o es la rigidez elástica inicial, V' es la fuerza o momento último, V_y es la fuerza o momento de fluencia, V_{os} es la fuerza o momento que corte la curva para el desplazamiento nulo, el cual a pesar de tomar valores positivos y negativos se define con un único valor y se considera un comportamiento simétrico, r_1 es el factor de rigidez bi-lineal, usado después de la fuerza o momento de fluencia, r_2 es el factor de rigidez tri-lineal, aplicado después de la fuerza o momento último, r_{un} es el factor de rigidez de descarga que debe ser mayor a 1.0, β es el factor de ablandamiento y α es el factor de estrechamiento o “pinching” en la recarga, que controla la degradación de la rigidez.

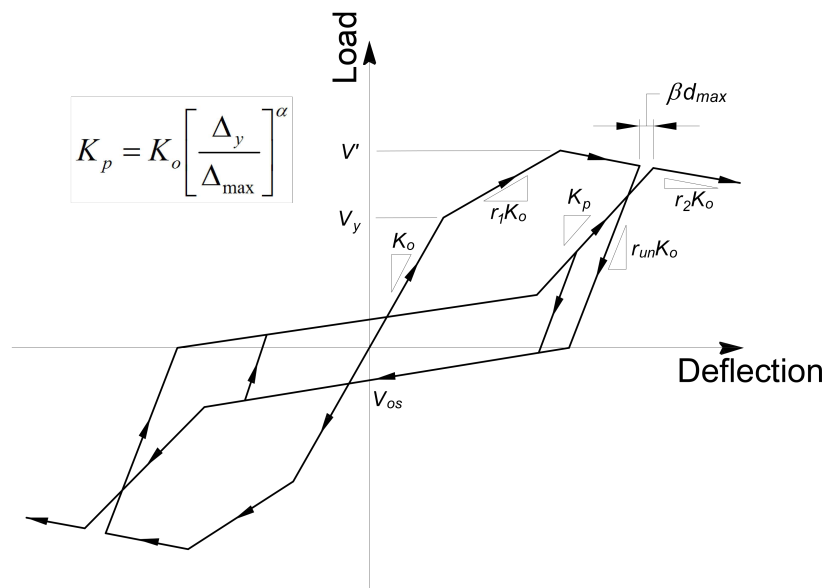


Figura 4-5. Descripción gráfica de la ley de histéresis de Stewart (1987) (Ver explicación en el texto)

En el modelo de histéresis, se emplea el máximo desplazamiento del ciclo de carga anterior en la dirección de análisis (d_{max} o Δ_{max}), para definir el desplazamiento debido al ablandamiento entre ciclos y además se emplea la relación entre el desplazamiento para el punto de fluencia (Δ_y) y el desplazamiento máximo para definir la rigidez en la zona donde se da el efecto de “pinching” (K_p). La dirección del desplazamiento se relaciona con el eje principal del elemento definido en coordenadas locales.

Para cada una de las curvas disponibles, se determinan cada uno de los parámetros empleando un proceso iterativo (por mínimos cuadrados) que busca la mejor aproximación entre el modelo analítico y la curva experimental. En la Tabla 4-2 se resumen los resultados obtenidos en cada uno de los ajustes, así como su valor medio y su desviación estándar. Los valores obtenidos para esta calibración serán empleados posteriormente para modelar el comportamiento de las variables que serán seleccionadas como parámetros aleatorios en el análisis probabilista de las estructuras. Para el análisis determinista, se tomará únicamente el valor medio.

Tabla 4-2 Resumen de propiedades del ajuste entre el modelo de histéresis y el resultado de las pruebas de laboratorio.

Wall	K_0 (kN/mm)	V_y (kN)	V' (kN)	V_{os} (kN)	α	β	r_1	r_2	r_{un}
WA01-BJ-NO	42.8	70.0	210	25	0.55	1.10	0.37	-0.10	1.01
WA02-BJ-HO	46.8	76.7	224	40	0.40	1.15	0.33	-0.10	1.01
WA03-BB-HO	30.0	200	272	30	0.50	1.10	0.33	-0.05	1.01
WA04-BJ-MO	20.0	50.0	227	40	0.45	1.10	0.37	-0.27	1.01
WA05-BJ-MO	30.0	35.0	194	25	0.50	1.40	0.40	-0.09	1.01
WA06-BB-MO	65.0	50.0	200	40	0.60	1.15	0.40	-0.05	1.01
WA07-BB-MO	22.5	200	244	25	0.40	1.15	0.30	-0.15	1.01
Promedio	36.7	97.4	224	32.1	0.49	1.16	0.36	-0.12	1.01
Des. Estándar	15.9	71.4	27.0	7.56	0.07	0.11	0.04	0.08	0.00
C.V.	0.432	0.734	0.120	0.235	0.154	0.092	0.107	0.658	0.000

En las simulaciones realizadas para obtener los patrones, se aplica el patrón de carga (en desplazamiento) definido en la Figura 4-3. La Figura 4-6 muestra la comparación entre el modelo analítico y el resultado experimental para dos paredes, a la izquierda se muestra la *WA02-BJ-HO* y, a la derecha, la *WA04-BJ-MO*. Se observa cómo se logra reproducir la pérdida de resistencia después de lograr la resistencia última. Además, se logra modelar el estrechamiento de la curva en la recarga, que es típico de materiales frágiles.

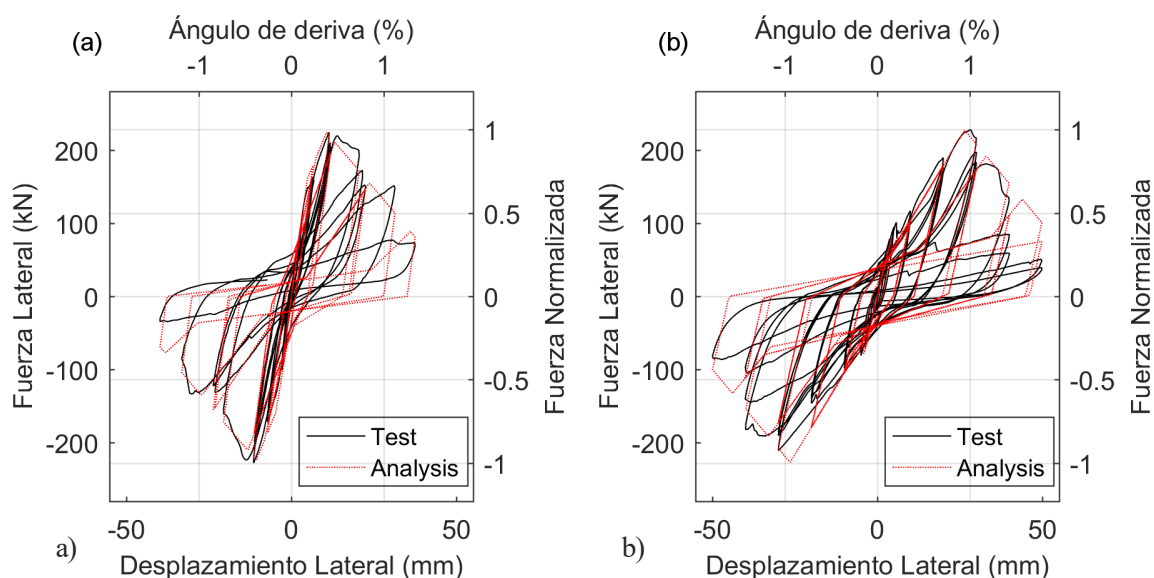


Figura 4-6. Comparación entre resultados experimentales y la regla de histéresis de Stewart (1987) para: (a) *WA02-BJ-HO* and (b) *WA04-BJ-MO*.

Para el caso de la rigidez inicial, se considera que la pared se comporta como un elemento en voladizo. La rigidez de un elemento en voladizo, tomando en cuenta tanto la deformación por flexión como por cortante, se determina de acuerdo a la ecuación 4-1, donde E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería, que se toma como $925f'_m$ (Navas, 2007), que al considerar el valor de resistencia de la mampostería para el diseño y cálculo de la resistencia nominal ($f'_m = 10\text{MPa}$) es igual 9250MPa. El espesor efectivo (t_e) se considera como la suma de las dos paredes del bloque que son paralelas a la dirección de la fuerza que es de 53mm. Por otro lado, para considerar el efecto de la pérdida de rigidez por agrietamiento, en la ecuación 4-2 se muestra la relación propuesta por Hart y Priestly (1989), que es propuesta por la Asociación Canadiense de Productores de mampostería de concreto (Anderson y Brzev, 2009), y que utiliza la rigidez elástica y la modifica de acuerdo a la resistencia del refuerzo horizontal y al esfuerzo axial sobre el área efectiva de la mampostería (A_e), que se toma como 837 cm² por metro lineal de muro (Navas y Salazar, 2014).

$$K_e = \frac{E_m t_e}{\left[4 \left(\frac{h}{l_w} \right)^2 + 3 \right] \left(\frac{h}{l_w} \right)} \quad 4-1$$

$$K_{ce} = \left(\frac{100}{f_y} + \frac{P_f}{f'_m A_e} \right) K_e \quad 4-2$$

Para el caso de las paredes ensayadas, que fueron examinadas sin precarga axial (P_f), el valor teórico de la rigidez agrietada (K_{ce}) es de 32.4 kN/mm, ligeramente inferior al valor promedio de 36.7kN/mm, es decir 1.14 veces el valor teórico. La ecuación 4-2 aproxima correctamente al valor experimental, por lo que se utiliza esta relación aplicando un factor de corrección constante para todos los elementos, dicho factor corresponde a la relación obtenida entre el valor experimental y el valor teórico para las paredes probadas que, en este caso, es de 1.14.

4.2.3. VIVIENDA UNIFAMILIAR MODELO (VUM)

La estructura seleccionada para modelar la Vivienda Unifamiliar Modelo (VUM) corresponde a una construcción de dos niveles, que posee una distribución de paredes típica para esta tipología estructural. Se considera un forjado de entrepiso rígido, con viguetas pretensadas de concreto y una sobrelosa de concreto monolítica, tal y como se puede observar en la Figura 4-7, en la que además se muestra el refuerzo mínimo a colocar en la losa de concreto. El techo cuenta con una estructura compuesta por un conjunto de cerchas metálicas unidas de manera rígida con la viga corona de concreto, capaz de generar un diafragma a nivel de la corona de la estructura (ver ejemplo en Figura 4-8).

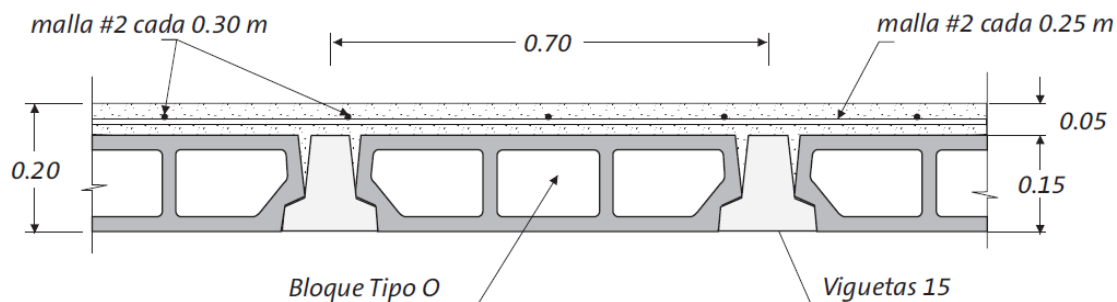


Figura 4-7. Esquema de sistema de entrepiso con viguetas prefabricadas de concreto reforzado (Productos de Concreto, 2016). La distribución de las paredes del primer y segundo nivel es la misma. En la Tabla 4-3 se definen 12 secciones de paredes de mampostería. Estas secciones se muestran en la Figura 4-9, donde el nombre de cada elemento corresponde al eje sobre el cual corre el muro. En esta tabla, las tres últimas columnas corresponden al valor de la rigidez lateral agrietada, definida en la ecuación 4-2, modificada por el factor de 1.14 determinado en la sección anterior (señalada con la letra “m”). Además, se muestra la inercia o segundo momento de área (I_{cr}) correspondiente al valor de rigidez agrietada obtenida (K_{ce}) con la ecuación 4-2 al considerar el módulo de elasticidad constante.

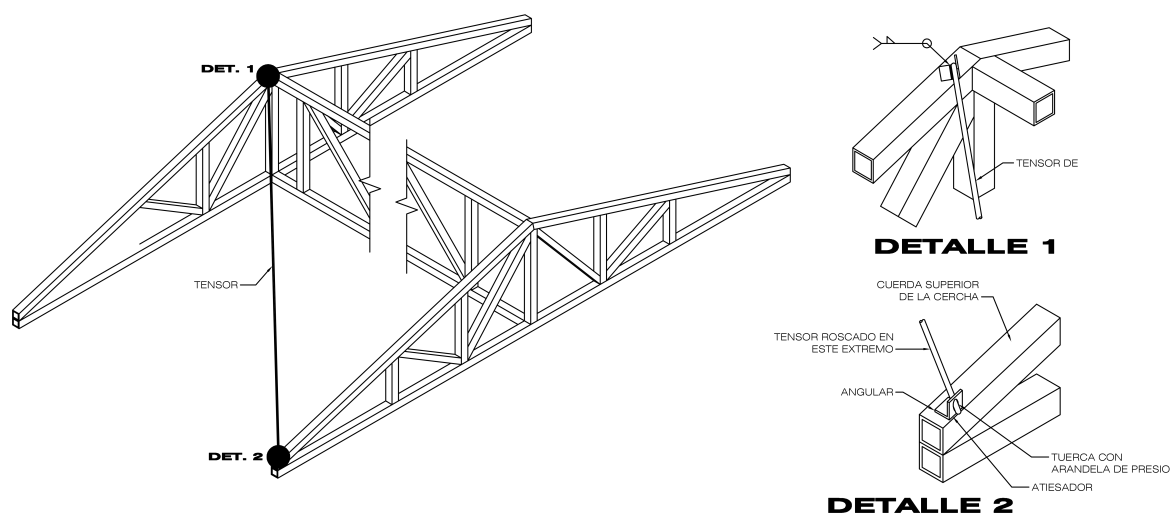


Figura 4-8. Ejemplo de tensores en techo con estructura metálica para rigidización a nivel de corona.

Tabla 4-3. Resumen de propiedades geométricas de paredes de primer nivel de la VUM (Véase también la Figura 4-9).

Pared	l_w (m)	t (m)	h (m)	I_g (m ⁴)	$\frac{h}{l_w}$	A_e (m ²)	K_c (kN/mm)	K_{ce} (kN/mm)	$\frac{K_{ce}}{E_m t}$	$\frac{K_{ce} m^5}{E_m t}$	I_{cr} (m ⁴)
P-A	10.10	0.12	2.75	10.303	0.27	0.845	535.5	199.8	0.1836	0.2085	0.1615
P-B	1.45	0.12	2.75	0.0305	1.90	0.121	14.6	6.0	0.0055	0.0063	0.0049
P-C	2.50	0.12	2.75	0.1563	1.10	0.209	55.7	22.4	0.0206	0.0233	0.0181
P-D	9.45	0.12	2.75	8.4391	0.29	0.791	494.7	179.8	0.1652	0.1875	0.1451
P-1	2.10	0.12	2.75	0.0926	1.31	0.176	37.2	13.6	0.0125	0.0142	0.01040
P-2	1.10	0.12	2.75	0.0133	2.50	0.092	6.9	2.8	0.0026	0.0030	0.00217
P-3	1.10	0.12	2.75	0.0133	2.50	0.092	6.9	2.6	0.0024	0.0027	0.00201
P-4	1.05	0.12	2.75	0.0116	2.62	0.088	6.0	2.3	0.0021	0.0024	0.00178
P-5	2.40	0.12	2.75	0.1382	1.15	0.201	50.8	19.6	0.0180	0.0204	0.01499
P-6	3.10	0.12	2.75	0.2979	0.89	0.259	88.1	34.0	0.0312	0.0355	0.02603
P-7A	1.10	0.12	2.75	0.0133	2.50	0.092	6.9	3.0	0.0027	0.0031	0.00226
P-7C	1.20	0.12	2.75	0.0173	2.29	0.100	8.7	3.3	0.0030	0.0035	0.00253

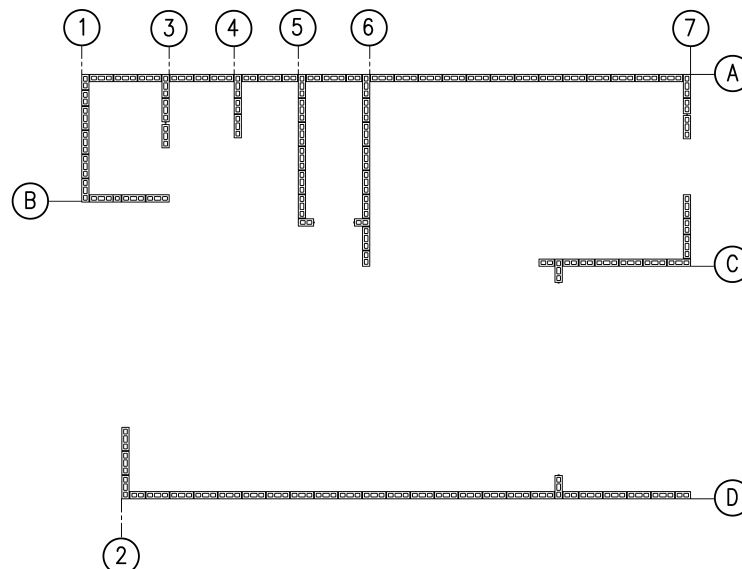


Figura 4-9. Planta estructural de primer nivel de la VUM.

La masa total del modelo se divide en 4 elementos principales: la carga sobreimpuesta para el primer nivel (m_{lv01}), la del segundo nivel (m_{lv02}), y la propia de los elementos estructurales m_{elem_lv01} y m_{elem_lv02} , correspondientes para el nivel 1 y 2. Las dos primeras son determinadas de acuerdo al tipo de acabados estándar para viviendas, así como por la carga temporal recomendada en el CSCR-10 (CFIA, 2011), que para el caso del forjado del entrepiso es de 2.5kN/m² y de 0.5kN/m² para el techo. La masa correspondiente a cada elemento

⁵ La letra “m” indica que es la rigidez modificada por el factor de ajuste de 1.14 determinado en la sección 4.2.2.

se determina de acuerdo a su área gruesa, considerando que la mampostería, parcialmente rellena con refuerzo vertical cada 60 cm, tiene un peso propio de 18.5kN/m^3 . Las masas totales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4-4. Resumen de masas concentradas en la VUM.

	Masa ($\text{kN s}^2/\text{m}$)
m_{lv01}	51.27
m_{lv02}	24.58
m_{elem_lv01}	27.05
m_{elem_lv02}	13.52
m_{total}	116.42

Por otra parte, el modelo utiliza elementos tipo barra con rótulas plásticas en los extremos (Giberson, 1967), que condensan las características de cada pared; estos elementos están conectados con elementos rígidos colocados sobre el muro, con longitud igual al largo del mismo y vigas flexibles en la luz libre entre muros. Este método simplificado ha sido utilizado de manera extensiva mostrando resultados apropiados para el análisis de muros de mampostería (D'Ayala et al., 2014; Lagomarsino et al., 2013; Madan et al., 1997; NIST, 2014; Seible et al., 1994). Las vigas de concreto se definen con una regla de histéresis elastoplástica, con rótulas plásticas perfectas, despreciando el efecto de degradación para estos elementos.

Para la asignación del refuerzo, se realiza el diseño de las paredes de acuerdo con las especificaciones del TMS-402 (MSJC, 2008). Se toma en cuenta la excentricidad del modelo para considerar tanto el cortante directo (producto de la distribución del cortante basal según la rigidez lateral del sistema), como también la contribución del cortante debido a la torsión (generado por la diferencia que existe entre la ubicación del centro de masa y del centro de rigidez o de corte). El coeficiente sísmico empleado es de 0.259 y fue determinado de acuerdo con el CSCR-10 (CFIA, 2011) al considerar un emplazamiento en zona sísmica III y un espectro elástico con ductilidad constante de 2.0. En la Tabla 4-5 se muestran los valores de resistencia determinados en el diseño, donde además de dar los valores de la resistencia en corte de acuerdo a la nomenclatura de la Figura 4-5, se muestra la capacidad última en tensión (P_t) y en compresión (P_c).

Del análisis modal, se obtiene que el primer modo de oscilación tiene un periodo de 0.269 segundos, correspondiente a un movimiento en la dirección Y con un 92% de masa participativa, mientras que en la dirección X tiene un periodo de 0.117 segundos y cuenta con una masa participativa de 92%.

Tabla 4-5. Resumen de resistencia en elementos de la VUM (véanse también la Figura 4-5 y Figura 4-9).

Pared	P_t (kN)	P_c (kN)	V' (kN)	V_y (kN)	V_{os} (kN)
P-A	328	-11884	571.1	251.3	80.0
P-B	47	-1706	65.3	28.7	9.1
P-C	81	-2942	104.5	46.0	14.6
P-D	307	-11119	506.5	222.9	70.9
P-1	68	-2471	113.9	50.1	15.9
P-2	36	-1294	49.8	21.9	7.0
P-3	36	-1294	39.8	17.5	5.6
P-4	34	-1235	39.3	17.3	5.5
P-5	78	-2824	144.7	63.7	20.3
P-6	101	-3647	347.5	152.9	48.7
P-7A	36	-1294	55.6	24.5	7.8
P-7C	39	-1412	42.0	18.5	5.9

4.2.4. CALIBRACIÓN DEL ÍNDICE DE PARK Y ANG

El índice de Park y Ang (1985) es un índice de daño no normalizado que considera tanto la ductilidad por desplazamiento como la energía de histéresis para determinar el daño. Este índice fue planeado inicialmente para estructuras de concreto reforzado por lo que, al ser utilizado para materiales distintos, es posible que sea necesario una interpretación distinta de los valores obtenidos, ya que se utilizan parámetros derivados de una calibración que no corresponden al material empleado pero que, a falta de estudios detallados, no es posible modificarlos. El índice se puede expresar de la siguiente manera:

$$ID_{PA} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} \int dE \quad 4-3$$

$$ID_{PA} = \frac{\mu_M}{\mu_u} + \frac{\beta}{F_y \mu_u \delta_y} \int dE \quad 4-4$$

donde δ_M es la deformación máxima, δ_u es la deformación última, F_y es la fuerza en el punto de fluencia calculada (o fuerza máxima en el caso en que ésta sea menor que la fuerza de fluencia), y dE es el incremento de energía de histéresis absorbido, β es un parámetro no negativo, que toma un valor de referencia de 0.05.

De la ecuación 4-4 (que es una manera alternativa a la ecuación 4-3 y que es la utilizada en el programa RUAUMOKO 3D), se puede intuir que la correcta definición de la ductilidad última (μ_u) es de suma importancia, pues este valor se encarga de normalizar tanto la contribución al daño por ductilidad, como la contribución de la energía de histéresis.

Para poder definir el valor de la ductilidad última, se realizó un análisis para cada una de las paredes del modelo. Este análisis consistió en determinar la curva de histéresis analítica para el patrón de carga empleado en las pruebas de laboratorio, y la envolvente negativa y positiva del diagrama de fuerza cortante contra el desplazamiento. Además, se estima que el desplazamiento máximo se alcanza cuando el decaimiento de la

resistencia máxima es igual al 20% de este valor, debido a que se considera que después de este punto, el costo de reparación es mayor al de sustitución (Park y Ang, 1985) y que, además, el comportamiento del edificio puede no ser seguro (CFIA, 2011).

En la Figura 4-10a se muestra, a manera de ejemplo, el comportamiento de la curva de histéresis analítica para la pared P-1. Se pueden observar las envolventes de cada rama de la curva. Además, se señala la línea correspondiente al 80% del valor de resistencia última, que se toma como valor de referencia para definir el desplazamiento último. En la Figura 4-10b se presenta la curva bilineal, donde el tramo elástico se define desde el origen hasta la intersección de la envolvente con el punto correspondiente al 40% del cortante máximo. Para este caso, la ductilidad última positiva es de 4.36 y la negativa de 4.92. En el modelo se emplea el valor más bajo de ductilidad para ser conservadores en la estimación del daño y además al considerar que la dirección positiva y negativa del modelo de histéresis en el modelo estructural no es de relevancia, por lo que se puede presentar la ductilidad mínima en cualquiera de las dos direcciones.

A pesar de que la ductilidad última se define de acuerdo a los parámetros del modelo de daño, al no modificar el parámetro β (que determina el factor de contribución de la energía de histéresis en el daño), es posible que el resultado del índice de daño no se ajuste a los valores obtenidos para otras estructuras. Por ejemplo, para las estructuras de marcos de concreto reforzado, el índice de daño de Park y Ang ha sido estudiado y se ha determinado que el colapso ocurre para valores cercanos a 1.0 (Vargas-Alzate et al., 2013).

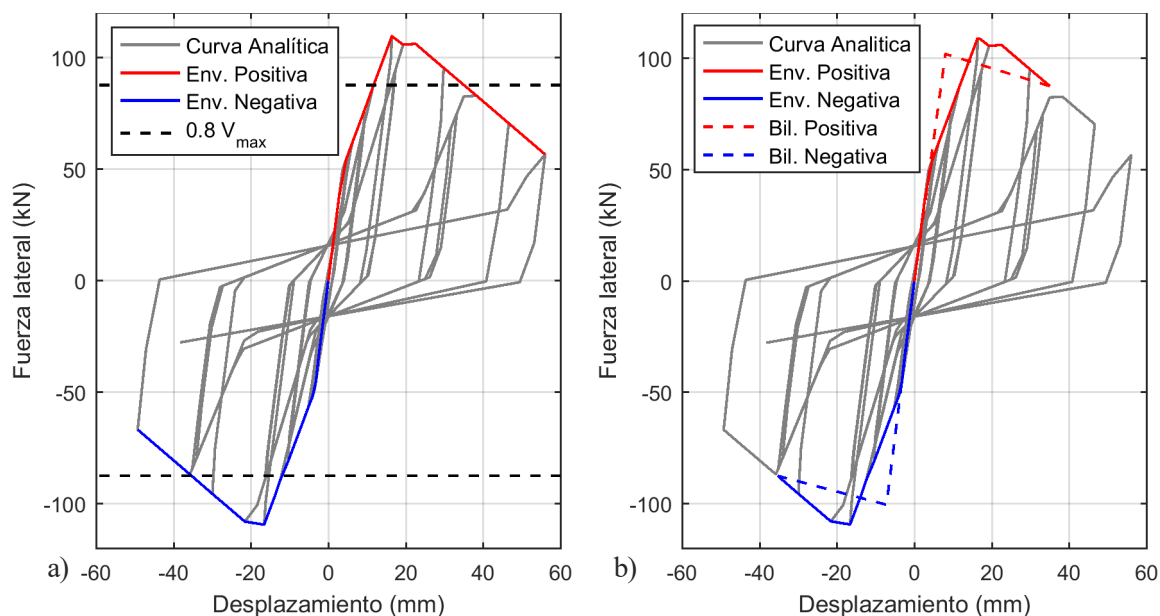


Figura 4-10. Curva analítica de histéresis de pared P-1 de la VUM: a) Envolvente negativa y positiva con límite de desplazamiento último a $0.8 F_{max}$, b) envolvente ajustada a desplazamiento último y aproximación bi-lineal.

4.3. ANÁLISIS DETERMINISTA

Se entiende por análisis determinista, como el que es realizado con valores característicos de las variables o con los derivados del diseño bajo cierta norma, dando como resultado, en general, un análisis más convencional o conservador ya que únicamente se analiza un conjunto de condiciones en la estructura. Los análisis a realizar se dividen en dos categorías, el análisis no lineal estático (*ANLE*) y análisis no lineal dinámico (*ANLD*). En ambos casos, se realiza un análisis incremental de la demanda para obtener la evolución de las curvas de desplazamiento y del daño inducido.

4.3.1. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (*ANLE*)

El análisis no lineal estático o *Pushover*, es un método ampliamente discutido y aceptado para determinar de manera simplificada, el comportamiento no lineal de las estructuras. Originalmente fue desarrollado por Freeman (1975), y permite evaluar el comportamiento o desempeño de una estructura para un determinado nivel de demanda sísmica, realizando un análisis espectral en el que se combina el espectro de demanda con el de respuesta, transformando ambas curvas a un mismo espacio dimensional (ATC, 1996; Chopra y Goel, 1999; Fajfar, 1999).

Los resultados de un *ANLE*, se representan en un gráfico que muestra la evolución del cortante total en la base al aumentar el desplazamiento en el último nivel de la estructura. Para esto se realiza un empuje secuencial de la misma, determinando para cada paso del análisis un punto del gráfico. El patrón de carga que se aplique a la estructura puede modificar los resultados, por lo que se recomienda utilizar un patrón que sea similar al recomendado por las normas sísmicas para distribuir la fuerza, que suele ser semejante a la forma del primer modo de oscilación (Chopra, 2007). Para el caso de las estructuras aquí evaluadas, se ha utilizado la distribución proporcional al primer modo de vibración en cada dirección, según se describe en diferentes referencias (ATC, 1996; FEMA, 2005), en las que se toma proporcional al vector de desplazamientos normalizados del modo.

En la Figura 4-11 se presentan las curvas de capacidad y su representación bi-lineal para la *VUM* en las dos direcciones principales del análisis. Para definir la curva bi-lineal, se cambia el punto de fluencia mientras el último punto de la curva se mantiene invariable, de forma que las áreas bajo la curva de capacidad y la forma bilineal sean iguales, teniendo en cuenta, en este caso que la rigidez inicial es la misma para ambas curvas.

El espectro de capacidad se considera como una transformación lineal de la curva de capacidad para poder representar la curva en coordenadas espectrales de aceleración contra desplazamiento (*Sa-Sd*). Para realizarlo se sigue la metodología descrita en el ATC-40 (1996). En la Figura 4-11 se muestran también los dos espectros de capacidad correspondientes a las curvas de capacidad y las aproximaciones bilineales.

El punto de colapso de la estructura se alcanza cuando la capacidad de la misma disminuye un 20% de la capacidad máxima, considerando cada dirección de manera independiente. Las ductilidades intrínsecas son de 3.64 para la dirección X y 3.63 para la dirección Y (CFIA, 2011). Estos valores de ductilidad representan la máxima ductilidad admisible, después de la cual, se considera que el edificio posee una alta probabilidad de colapso.

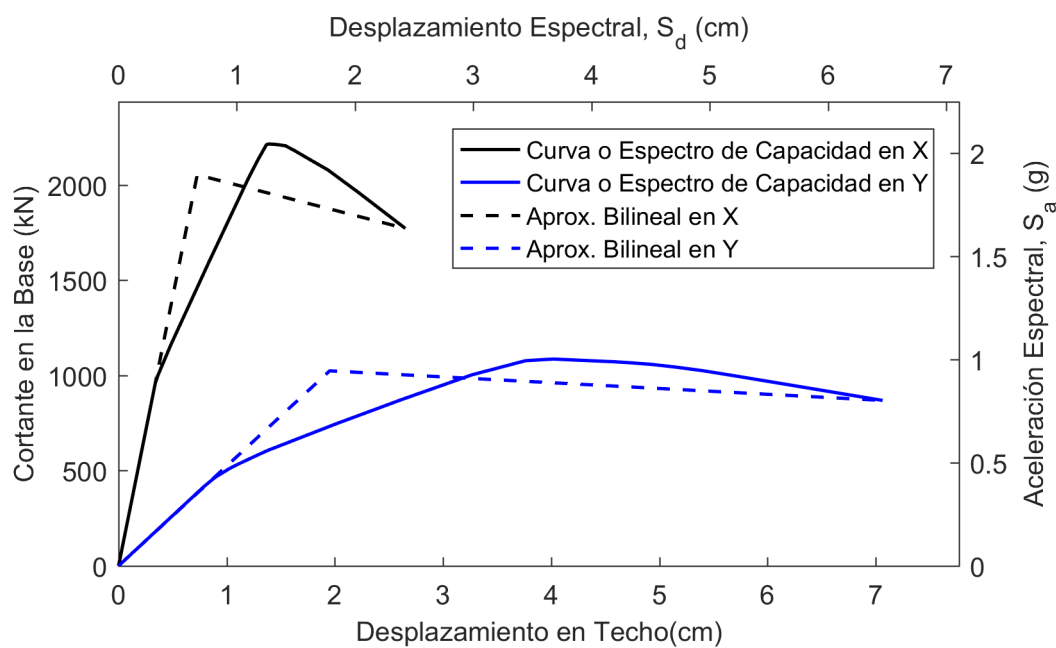


Figura 4-11. Curvas y Espectros de capacidad de la VUM en las dos direcciones principales y sus correspondientes formas bi-lineales.

En el CSCR-10 (CFIA, 2011), la demanda sísmica se considera en forma de espectros de respuesta en aceleración. La norma define los espectros de acuerdo a una clasificación por zona con diferente nivel de amenaza sísmica, que se considera constante y se definen por medio del estudio de la amenaza (Climent et al., 2008). Los espectros siguen la metodología propuesta por Newmark y Hall (1982) y son modificados para los diferentes estratos de suelo de acuerdo con Dobry et al. (2000). Todos poseen un coeficiente de amortiguamiento crítico de 0.05.

La evaluación del desempeño de la estructura ante un nivel de demanda sísmica, se realiza determinando el punto de capacidad por demanda (*performance point, PP*). El *PP* representa el nivel de desplazamiento que el sismo definido mediante el espectro de respuesta va a producir en el edificio mediante el espectro de capacidad. En la técnica de Chopra y Goel (1999) este punto se estima mediante una reducción de espectro de respuesta elástica 5% amortiguada, por ductilidad constante, buscando el espectro de demanda que al intersecar al espectro de capacidad, iguale la ductilidad demandada a la estructura con la utilizada para reducir el espectro de respuesta.

Existen otras técnicas para reducir los espectros elásticos por ductilidad constante. En este trabajo se utiliza el procedimiento propuesto por Vidic et al. (1994) y modificado por Fajfar (1999). Dicha técnica está basada en la respuesta *SDOF* con comportamiento bilineal y se aproxima mediante la siguiente ecuación:

$$R_y = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T_n}{T_o} + 1 & T_n \leq T_o \\ \mu & T_n > T_o \end{cases} \quad 4-5$$

$$T_o = 0.65\mu^{0.3}T_c \leq T_c$$

donde R_y es el factor de reducción de fuerzas, μ es el factor de ductilidad en desplazamiento, T_o es el periodo de esquina entre la zona de aceleración constante y velocidad constante, el cual varía como función de la ductilidad seleccionada tal y como se observa en la ecuación 4-5. La transformación de los espectros elástico (Sa_e, Sd_e) en espectros inelástico (Sa_i, Sd_i) se realiza con las siguientes relaciones:

$$Sa_i(T_n) = \frac{Sa_e(T_n)}{R_y(T_n)} \quad 4-6$$

$$Sd_i(T_n) = \frac{Sd_e(T_n) \cdot \mu}{R_y(T_n)}$$

A manera de ejemplo se muestra en la Figura 4-12 el espectro de respuesta $S_a - S_d$ para la zona sísmica III y suelo S3, el cual posee una aceleración base de 0.36g y se ha reducido para ductilidades constantes con un rango que va desde 1.5 hasta 10.

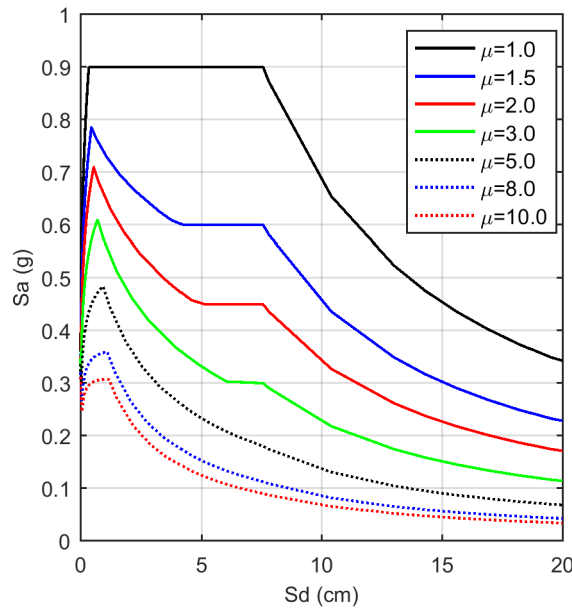


Figura 4-12. Espectro de respuesta S_a - S_d para zona sísmica III y suelo tipo 3 de acuerdo con el CSCR-10 (CFIA, 2011), para ductilidades constantes de 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 5.0, 8.0 y 10.0.

Punto de capacidad por demanda (Performance point)

Para determinar el punto de capacidad por demanda es necesario utilizar la aproximación bilineal del espectro de capacidad, pues para poder calcular la ductilidad se requiere del punto de fluencia. Con la intersección de los espectros de capacidad mostrados en la Figura 4-11 y los espectros de demanda con ductilidad constante de la Figura 4-12, se determina el punto de capacidad por demanda mostrado en la Figura 4-13. Se observa que para el nivel de demanda empleado, la estructura no llega a incursionar en el rango inelástico, por lo que se define el punto de capacidad por demanda como la intersección entre el espectro elástico de demanda y el espectro de capacidad.

En general, el procedimiento para determinar el *PP* se realiza de manera iterativa, para sistemas que no poseen un espectro de capacidad elasto-plástico, en cuyo caso el *PP* se puede determinar además de manera exacta (Chopra y Goel, 1999). Por lo tanto, este importante punto, no se puede considerar como exacto y el error asociado estará determinado por la precisión seleccionada en el algoritmo de búsqueda.

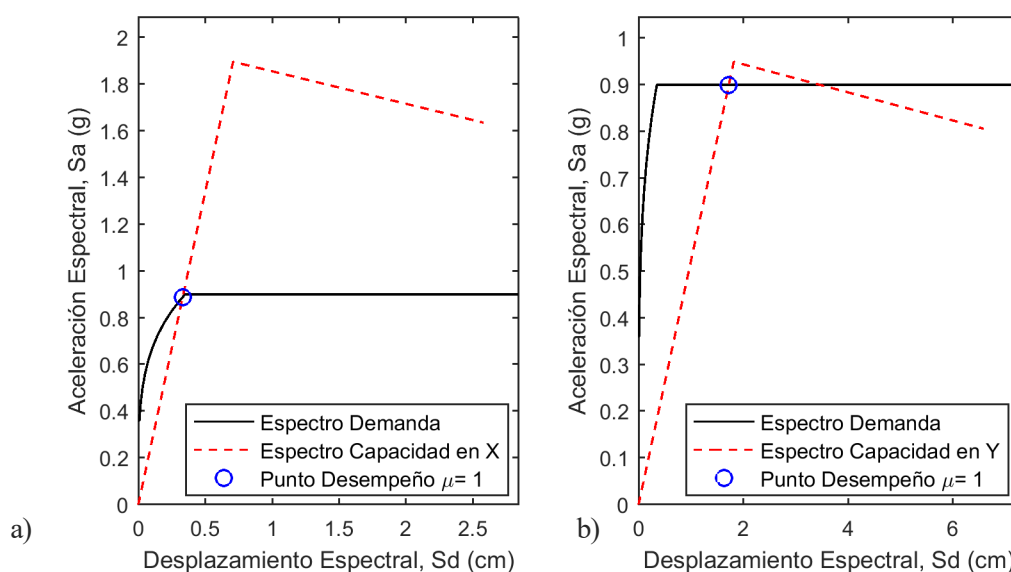


Figura 4-13. PP y ductilidad en el PP para la VUM y espectro de diseño en zona III y suelo S3 del CSCR-10 (CFIA, 2011), para: (a) dirección X y (b) dirección Y.

El análisis del comportamiento sísmico mostrado anteriormente, considera que la estructura está localizada en una zona sísmica III. Si se considera que la misma estructura se ubica ahora en una zona sísmica IV, se modifica la aceleración base y por ende la demanda esperada sobre la estructura cambia. La aceleración base en roca pasa a ser de 0.4g y para el suelo S3 se amplifica a 0.44g. En la Figura 4-14 se muestra la evaluación del desempeño para dicho nivel de amenaza, en el que se observa que para el caso de la dirección Y, la ductilidad para el *PP* es de 1.26, mientras que en la dirección X la estructura se sigue manteniendo en el rango elástico.

Según la norma, se considera que el comportamiento de la estructura es aceptable si la ductilidad de demanda es menor a la ductilidad asignada al espectro de demanda para el diseño de la estructura. En este caso, la

ductilidad global asignada es de 2.0, por lo tanto, se considera que la *VUM* cumple los requisitos de la norma, tanto para la zona sísmica III como para la IV.

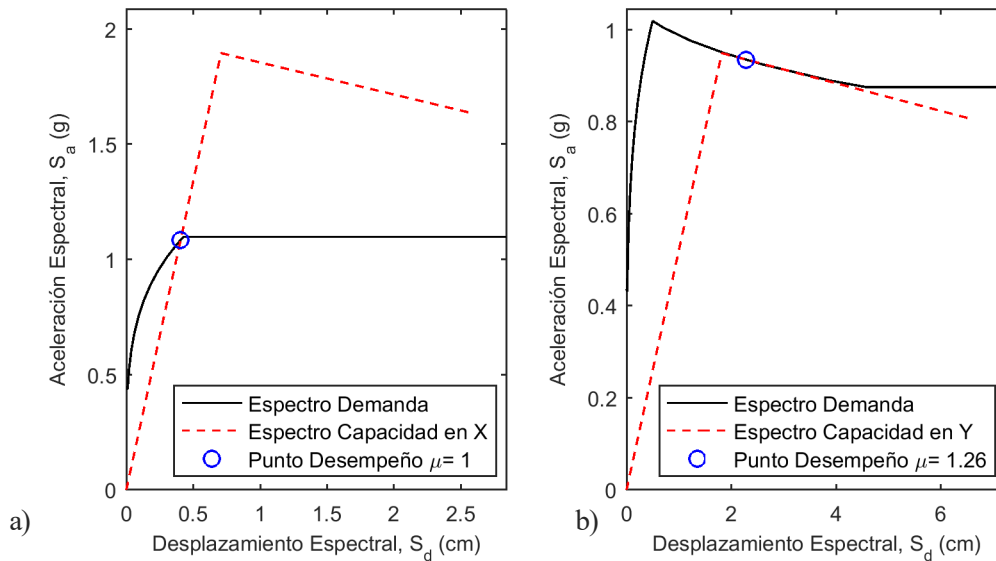


Figura 4-14. PP y ductilidad en PP para estructura VUM y espectro de diseño en zona IV y suelo S3 del CSCR-10 (CFIA, 2011), para: (a) dirección X y (b) dirección Y.

Fragilidad

Para un determinado grado o estado de daño, la curva de fragilidad representa la probabilidad de que éste se iguale o exceda, en función de un parámetro que defina la intensidad del sismo, normalmente el desplazamiento espectral u otros. Así, las curvas de fragilidad correlacionan una medida de intensidad sísmica con la probabilidad de que se exceda un determinado grado de daño (D_k). Si consideramos que la tipología estructural se define como T , la curva de fragilidad para el grado o estado de daño D_k , se define como:

$$F_{D_k,T}(IM) = P[GD \geq D_k | IM] \quad 4-7$$

donde D_k es el grado de daño evaluado por la curva de fragilidad e IM es la medida de intensidad seleccionada para modelar la demanda sísmica. En el proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003) se definen las curvas de fragilidad en función del desplazamiento espectral (S_d). Además, se considera que la curva se ajusta a una función acumulativa de una distribución de probabilidades log-normal, por lo que se puede escribir la función de la curva como:

$$P[d \geq ds_i | S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_i}} \ln \left(\frac{S_d}{\overline{Sd}_{ds_i}} \right) \right] \quad 4-8$$

donde \overline{Sd}_{ds_i} es el valor medio del desplazamiento en el que la tipología estructural o la estructura evaluada alcanza el umbral del estado de daño ds_i . β_{ds_i} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño ds_i y Φ representa la función acumulativa. El valor medio del

desplazamiento para cada estado de daño, define el punto en el que la función de daño alcanza la probabilidad de excedencia de 0.50.

Los estados discretos de daño a utilizar son tomado del mismo proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003). Los umbrales de los estados de daño se definen en función del espectro bi-lineal de capacidad y específicamente de los desplazamientos para el punto de fluencia (D_y) y el punto de colapso (D_u) tal y como se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 \text{Daño Leve} \quad ds_1 &= 0.7D_y \\
 \text{Daño Moderado} \quad ds_2 &= D_y \\
 \text{Daño Severo} \quad ds_3 &= D_y + 0.25(D_u - D_y) \\
 \text{Daño Completo} \quad ds_4 &= D_u
 \end{aligned}
 \tag{4-9}$$

La hipótesis principal considera que el desplazamiento que define el umbral del estado de daño, corresponde a una probabilidad de excedencia de 0.5, con lo que del propio espectro de capacidad, se define un punto en cada curva de fragilidad. Haciendo uso de una matriz de probabilidad incompleta, se utiliza la distribución de probabilidades binomial para ajustar la probabilidad de los restantes estados de daño para el desplazamiento medio de cada umbral, tal y como se muestra en Lantada et al. (2008).

Una vez que se completa la matriz de probabilidad de daño, se dispone de 4 puntos en cada una de las curvas. Aplicando la ecuación 4-8 se realiza un ajuste entre los puntos de cada nivel de daño y una serie de curvas que se generan al hacer variar tanto el valor de β_{ds_i} (el cual modifica la pendiente de la curva) como el valor del desplazamiento medio para el estado de daño evaluado que modifica, ligeramente, la situación del valor medio o el valor del umbral del estado de daño; es decir, se acepta que puede existir una pequeña variación en la definición del umbral de forma que permita un mejor ajuste de los puntos de las curvas.

Una vez estimadas las curvas de fragilidad para el rango de desplazamientos espectrales de interés, se puede determinar el estado de daño medio (DM). El mismo pondera los estados de daños con sus respectivas probabilidades de ocurrencia, permitiendo representar el daño más probable con una sola curva. El estado de daño medio se puede definir de la siguiente manera, donde n representa el número de estados de daño no nulos, que será igual a 4.

$$DM(Sd) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P[d = ds_i | Sd] \cdot val_{ds_i}
 \tag{4-10}$$

donde val_{ds_i} toma el valor numérico del índice del estado de daño. En la Figura 4-15 se muestran las curvas de fragilidad para la dirección X (izquierda) y para la dirección Y (derecha), además de la curva de daño medio. Se muestra también el desplazamiento para $PP(Sd_{PP})$ de la Figura 4-13, que es igual a 0.33 cm en la dirección X y 1.73 cm en Y, el cual es ligeramente inferior al umbral de daño del estado ds_2 , que corresponde a 1.82

cm. En la Tabla 4-6 se da el resumen las probabilidades de excedencia para los diferentes estados de daño al ser ajustados con la distribución binomial, mientras que en la Tabla 4-7 se da el valor de los parámetros de ajuste de las curvas de fragilidad al emplear una función log-normal.

El nivel de daño medio en la dirección X es de 0.04, que corresponde a un estado de daño de entre nulo y leve. En la dirección Y es de 0.348, que corresponde con un nivel discreto de daño entre moderado y severo, que es lo que se espera para la verificación de capacidad de las estructuras de acuerdo con las normas de diseño.

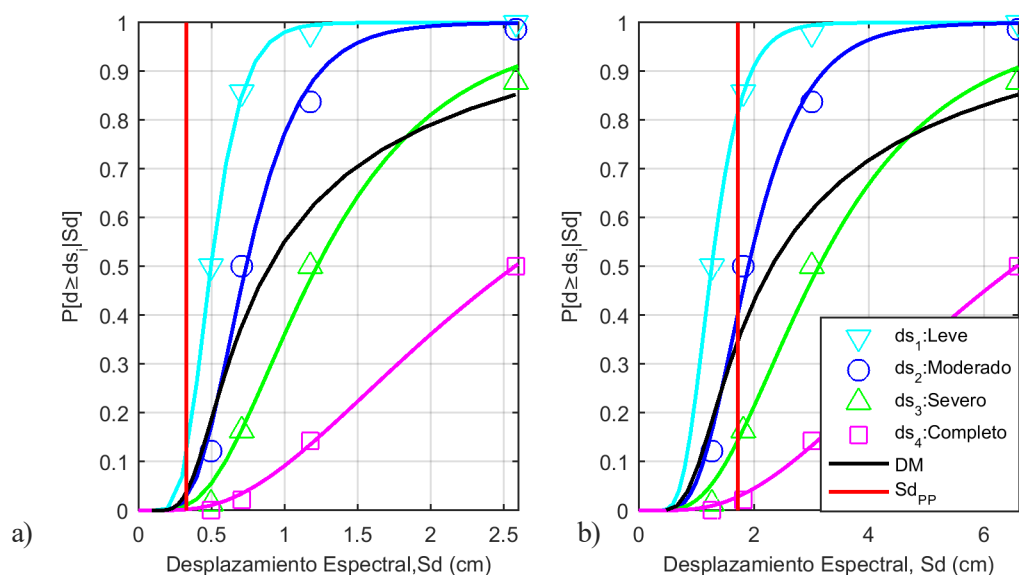


Figura 4-15. Curvas de fragilidad en función del desplazamiento espectral para las dos direcciones de análisis y el desplazamiento en el PP, para: (a) dirección X y (b) dirección Y.

Si se determina el PP para diferentes valores de la aceleración base (que para la evaluación de la norma de diseño es de 0.36), se puede correlacionar el desplazamiento espectral para el PP (Sd_{PP}) con la aceleración base. Teniendo esta relación, se puede hacer un cambio de variable en las curvas de fragilidad, para representarlas en términos de la aceleración en lugar del desplazamiento espectral. En la Figura 4-16a se muestra la relación entre el desplazamiento espectral para el PP y el valor de la PGA empleada para el espectro de diseño. Además, se señala el desplazamiento en qué se da la fluencia del espectro bi-lineal de capacidad en cada dirección, a partir del cual se nota un cambio claro de pendiente en las curvas.

Tabla 4-6 Matriz de probabilidad de excedencia determinados con la función Binomial.

Estado de Daño	S_{d1}	S_{d2}	S_{d3}	S_{d4}
Leve	0.500	0.858	0.978	0.999
Moderado	0.122	0.500	0.837	0.986
Severo	0.014	0.163	0.500	0.878
Completo	0.001	0.022	0.142	0.500

En la Figura 4-16b se hace el cambio de variable para mostrar la relación entre el daño medio y la aceleración base. Es muy notorio que, en la dirección X, hay un cambio en la forma en que se acumula el daño a partir de

la aceleración en la que se sobrepasa el límite de fluencia, que de acuerdo con la Figura 4-16a, está cercano 0.75g. En la dirección Y también se da este efecto, pero la variación es más suave y no es tan visible.

Tabla 4-7 Parámetros de ajuste de las curvas de fragilidad para una función acumulativa log-normal.

Estado de Daño	μ_x (cm)	μ_y (cm)	β_x	β_y
Leve	0.497	1.270	0.34	0.34
Moderado	0.737	1.908	0.41	0.41
Severo	1.222	3.132	0.56	0.56
Completo	2.577	6.566	0.71	0.70

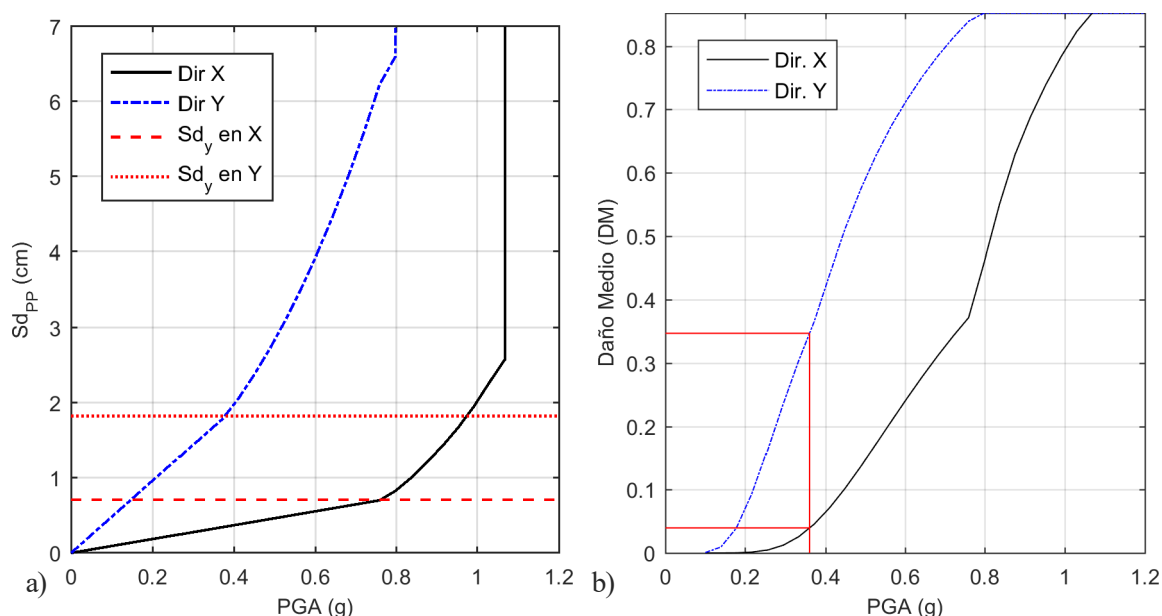


Figura 4-16. Cambio de variable para curvas de daño medio a) relación entre desplazamiento espectral y PGA b) Curva de daño medio contra PGA.

Las curvas mostradas permiten realizar la evaluación de la estructura, no solo para el nivel de demanda requerido por la norma de diseño, sino que además se puede evaluar el comportamiento para cualquier nivel de demanda sísmica, ya sea que se conozca el desplazamiento para el PP , o que se disponga de la aceleración base. La evaluación probabilista del comportamiento de una tipología estructural específica, permite generar curvas medias con sus respectivos márgenes de confianza, que pueden ser aplicadas a estudios de riesgo sísmico para zonas en las que exista dicha tipología estructural (Vargas-Alzate et al., 2013). Se puede definir la dirección Y del análisis como la dirección débil de la estructura, pues para iguales valores en la amenaza, se espera un mayor nivel en el daño global de la estructura.

4.3.2. ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO (ANLD)

El análisis no lineal dinámico (ANLD), conocido también como análisis de respuesta en el tiempo (*Time History Analysis, THA*), computa la respuesta dinámica de la estructura, permitiendo el comportamiento

inelástico, para una historia temporal, es decir, para un registro de aceleraciones en particular. Este tipo de análisis es considerado como una de las evaluaciones más realistas que se pueden realizar a una estructura para determinar su comportamiento ante eventuales sismos, siempre y cuando las características de la amenaza sean coherentes con las empleadas para el diseño de la estructura.

Para lograr un mejor entendimiento del comportamiento de la estructura en el rango no-lineal, Vamvatsikos y Cornell (2002) propusieron el análisis dinámico incremental (*Incremental Dynamic Analysis, IDA*). El mismo consiste en repetir el *THA* con un escalado secuencial en la amplitud de la señal, aplicando el factor de escala deseado de manera directa a las historias temporales. Este análisis permite evaluar la evolución de los parámetros de daño con el incremento de la acción, que por lo general, se parametriza mediante la aceleración pico (*PGA*) o la aceleración espectral para el periodo del primer modo de oscilación (Sa_{T1}).

Uno de los principales problemas de este tipo de análisis, es la dependencia que existe entre la respuesta de la estructura y sus parámetros de daño, con la señal sísmica y sus características dinámicas como duración, contenido frecuencial, factores de respuesta espectral, orientación en que arriba la señal, entre otros. Las normas de diseño se limitan únicamente a recomendar parámetros a nivel de la respuesta espectral, con el objetivo de que exista concordancia entre el espectro de la señal sísmica y los espectros de diseño (ASCE, 2014; CFIA, 2011). Para eliminar la dependencia con un evento en particular, se suele realizar una ponderación de los resultados para un número mínimo de registros.

Para la evaluación determinista se siguen las recomendaciones del CSCR-10 (CFIA, 2011), que pide realizar la evaluación del nivel de funcionamiento para al menos 3 registros que representen eventos de gran importancia histórica debido a los daños reportados. Se utiliza entonces el registro del sismo de Limón, Costa Rica de 1991 (Jacob y Pacheco, 1991) obtenido en la estación del Parque de Cartago (*CCTG*), el sismo de El Salvador de enero del 2001 (Bommer et al., 2010) de la estación del centro de salud de la Libertad (*ESLI*) y por último el sismo de Sámara, Costa Rica de Setiembre del 2012 (Linkimer et al., 2013) registrado en la estación de la biblioteca de Nosara (*GNSR*). Estos registros a pesar de estar localizados dentro de una estructura, son considerados como registros de campo libre, pues las estructuras son de baja altura y se considera que no modifican las propiedades dinámicas del terreno sobre el cual se coloca el aparato.

En la Figura 4-17 se muestran las dos componentes horizontales de cada uno de los registros. Los mismos han sido filtrados y su duración ha sido acotada con un mismo procedimiento para uniformizar el tratamiento de las señales, el cual fue descrito en el capítulo anterior.

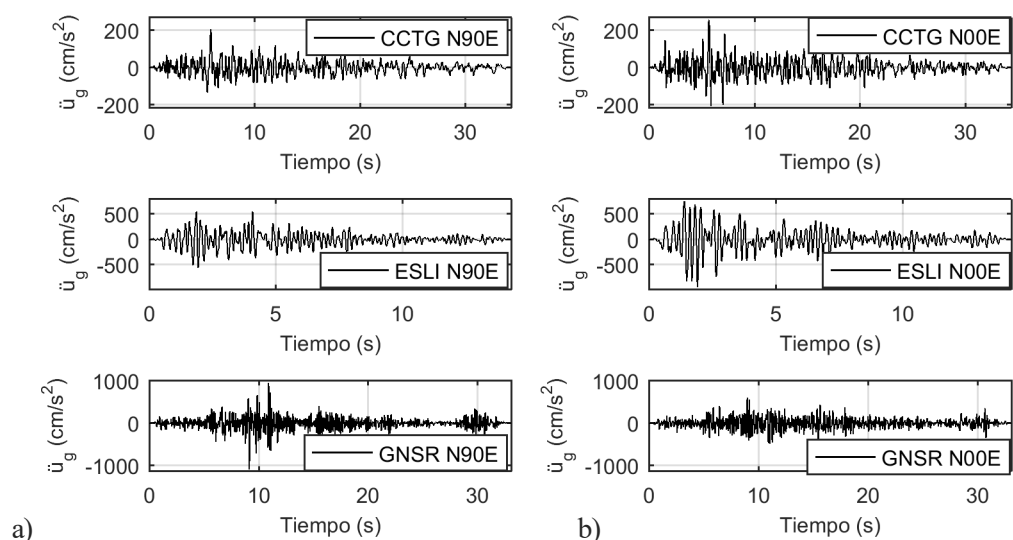


Figura 4-17. Registros de aceleración de las tres señales a emplear para el análisis dinámico determinista de la VUM, en (a) dirección N90E y (b) dirección N00E.

Con las señales sísmicas se determinan los espectros de respuesta en las dos direcciones ortogonales. En la Figura 4-18 se presentan los espectros de respuesta normalizados para los tres registros, el espectro de diseño elástico definido por el CSCR-10 (CFIA, 2011) y el periodo correspondiente al primer modo de oscilación para la dirección en que se utilizará la señal, tomando la dirección X como N90E y la dirección Y como N00E.

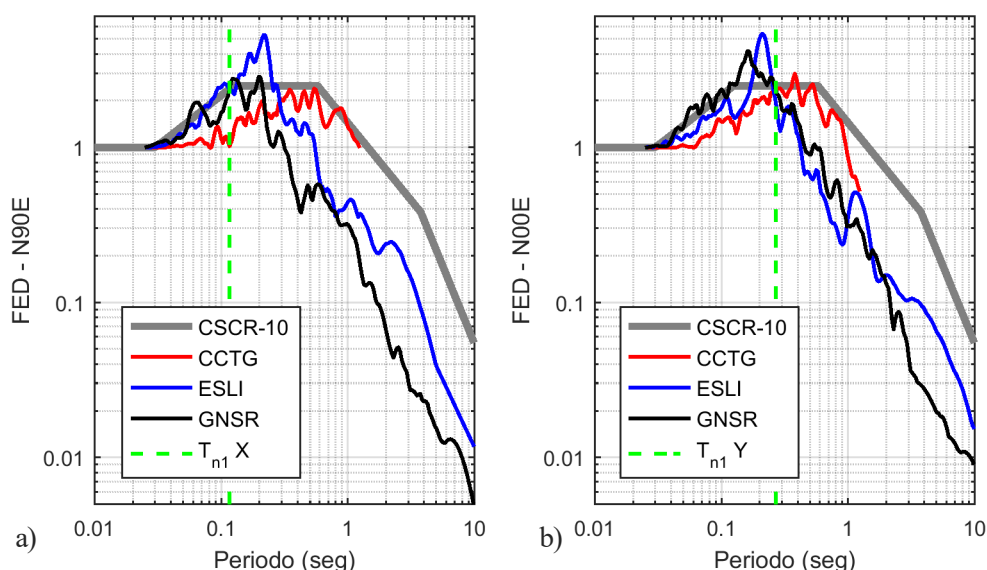


Figura 4-18. Espectros de respuesta normalizados de los sismos seleccionados y de la norma de diseño con periodos estructuras en (a) dirección X y (b) dirección Y.

Curvas de daño incremental

Existen diferentes formas para cuantificar el daño en las estructuras al realizar análisis dinámicos no lineales. Para los casos analizados se empleará el índice de Park y Ang (1985), pero además se determinará la relación

de deformación lateral relativa máxima entre pisos adyacentes (*Maximum Interstory Drift Ratio, MIDR*), tal y como lo hacen Vamvatsikos y Cornell (2002). En ella se correlaciona el *MIDR* con el *PGA* y con la aceleración espectral correspondiente al primer modo de oscilación.

Para definir los estados de daño para el caso del índice de Park y Ang (1985), se siguen las recomendaciones dadas en trabajos anteriores (Cosenza y Manfredi, 2000; Kim y Ang, 1992; Pujades et al., 2015; Williams y Sexsmith, 1995), con lo que se establecen los límites en el índice de daño de 0.05, 0.20, 0.40 y 0.65 para los correspondientes estados de daño Leve, Moderado, Severo y Completo.

Estos umbrales de daño se fijan de manera tal que para cada estado de daño se considera que el 50% de las estructuras han sobrepasado dicho nivel de daño, por lo que se puede seguir la metodología empleada la sección anterior para completar la matriz de probabilidad de excedencia en cada estado de daño y definir nuevas curvas de fragilidad considerando los resultados del índice de daño, tal y como lo apuntan Pujades et al. (2015)

Para la determinación del *MIDR* se debe calcular el desplazamiento máximo de cada nivel y con éste se computa el desplazamiento relativo de un nivel respecto al nivel inmediatamente inferior. La deformación lateral relativa se obtiene al dividir el desplazamiento relativo entre la altura entre niveles, y bajo el concepto de pequeñas deformaciones, en general, se dice que esta medida es igual a la del ángulo que se genera y por esto se suele mostrar en porcentaje o en radianes. Para el caso del análisis global de las estructuras, es de interés el valor máximo, que en el caso de la *VUM* tendrá dos valores en cada dirección, pues solo cuenta con dos niveles.

En la tabla 11-7 de la norma ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014) se definen los umbrales de daño en términos del *MIDR*. Para el caso de estructuras controladas por el cortante, como es el caso de la *VUM*, se establece que el colapso se alcanza para un valor del 2.0% (0.02), mientras que el nivel de desempeño para seguridad a la vida se alcanzará para 1.5% (0.015). El mismo criterio es utilizado por el CSCR-10 (CFIA, 2011). Por último, el nivel de ocupación inmediata se establece para una deformación del 0.4% (0.004).

En la Figura 4-19 se muestran los *MIDR* para los tres sismos seleccionados, comparándolos con los tres límites de desempeño ya mencionados. Se puede observar cómo en la dirección Y, que es la más flexible, se presentan los desplazamientos relativos más altos y propician el daño de la estructura. En la dirección X los desplazamientos se mantienen bajo los niveles de seguridad a la vida en los tres casos analizados.

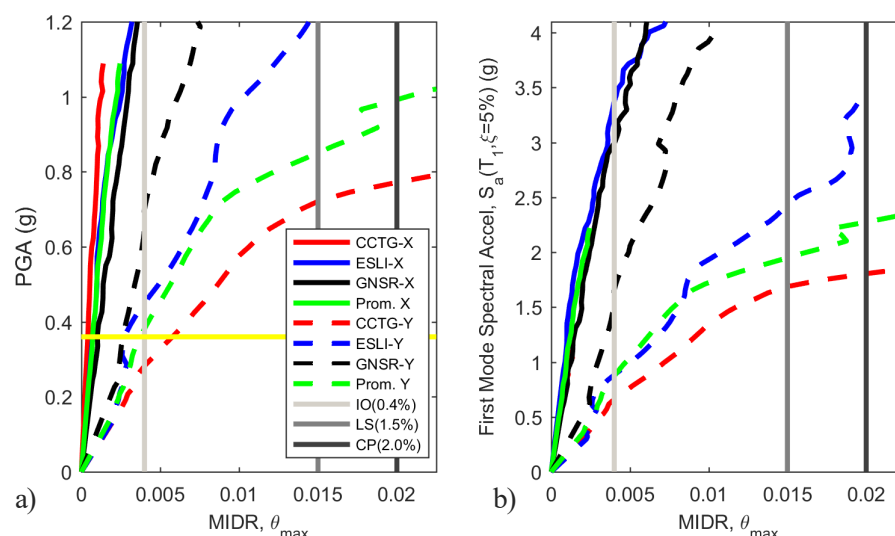


Figura 4-19. MIDR del análisis IDA para sismos seleccionados de manera determinista (a) en función de la PGA y (b) en función de la PSA para el primer modo.

Se debe resaltar de los resultados observados en la Figura 4-19, pues para la dirección Y, a pesar de poseer una buena coincidencia entre los espectros de respuesta para el periodo predominante de la estructura en esta dirección (ver Figura 4-18), existe una gran dispersión entre las curvas *IDA*. Esto puede ser debido a que en el momento en que la estructura ingresa en el rango no lineal, el periodo de la misma sufre grandes variaciones, modificando las condiciones de coincidencia entre los espectros de respuesta, aumentando de ésta forma la dispersión conforme aumenta la variable dependiente empleada para caracterizar la amenaza.

Para evaluar el rendimiento según el CSCR-10 (CFIA, 2011), se toma el valor de la *PGA* como 0.36g, que es equivalente a una aceleración espectral para el primer modo de 0.90g. Observado el nivel de deformación (*MIDR*) promedio en la Figura 4-19, se tiene que para este nivel de demanda, la estructura se encontrará cerca del límite de ocupación inmediata (*IO*), cumpliendo con el requisito de desempeño establecido por la norma sísmica, que correspondería con el nivel de seguridad a la vida (*LS*).

En la Figura 4-20 se muestra la evaluación del índice de daño de Park y Ang en función de la *PGA* y en función de la *S_a* del primer modo. Para el caso del índice de daño, al realizar un análisis en tres dimensiones con las acciones sísmicas aplicadas en las dos direcciones ortogonales, se obtiene un único índice de daño global para la estructura. Para poder correlacionarlo con un único valor de aceleración espectral, se optó por promediar la aceleración espectral de las dos direcciones para cada punto del análisis mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (*SRSS*).

La curva de daño se ve influenciada por el deterioro en elementos para niveles bajos de aceleración. Este daño no lleva al colapso de la estructura, pero tiene una influencia importante en la rigidez. En las curvas de capacidad que se mostraron en la sección anterior, se observa que el inicio en el cambio de la rigidez se da antes del punto de fluencia de la curva bi-lineal. El modelo de daño basado en la curva bi-lineal es poco sensible

a este efecto, pero el análisis dinámico permite observar de forma más realista el proceso físico de la respuesta del edificio a la acción sísmica.

Para definir el punto último de las curvas de daño de Park y Ang, se realiza una verificación con el espectro de capacidad en la dirección débil (que para el caso de la estructura *VUM* se considera que es la dirección Y de acuerdo a los análisis realizados), verificando cuál de los dos desplazamientos para el punto de capacidad última es menor, el del espectro de capacidad o el de la curva de daño de Park y Ang y fijando el valor mínimo como referencia para realizar la normalización del índice de daño.

Para la evaluación del daño ante un determinado nivel de amenaza (por ejemplo, la *PGA* definida por la norma de diseño), se emplea la curva promedio del índice de daño. Al promediar el comportamiento de la estructura para los tres registros, se observa que para el caso del sismo *CCTG* el colapso ocurre para un valor más bajo en el parámetro de intensidad sísmica (*PGA*) en comparación con los otros dos sismos, por lo que la curva promedio tomará el valor más bajo en la *PGA* como punto de colapso, pues para valores superiores el índice promedio tendería a infinito.

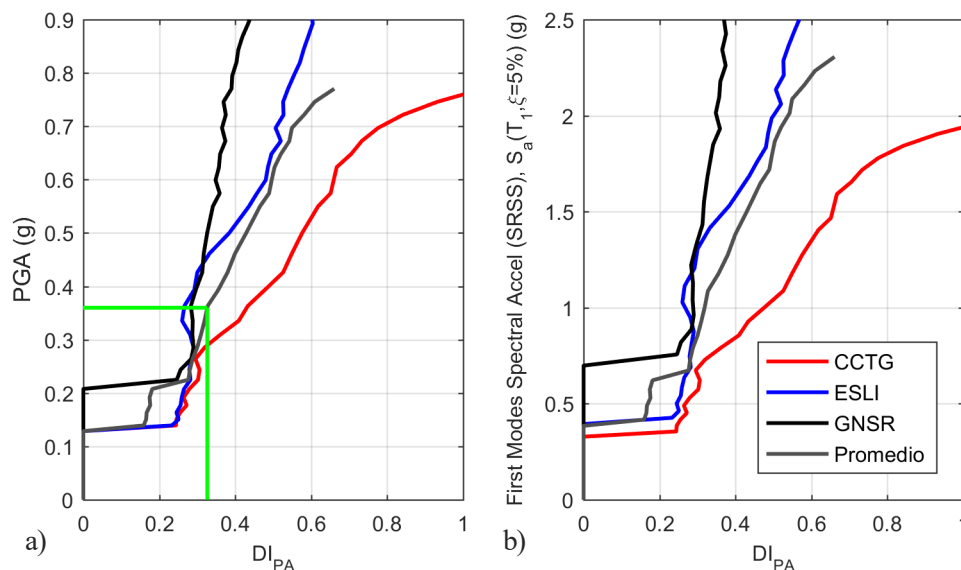


Figura 4-20. Evolución del índice de daño de Park y Ang para IDA para sismos seleccionados de manera determinista.

Para el caso analizado, el punto de colapso de la curva promedio se alcanza a un *PGA* de 0.77g y toma un valor en el índice de daño de 0.65, por lo que es aplicable los rangos definidos para los umbrales de daño. Para el caso del *PGA* de diseño (0.36g), el valor del índice de daño medio es de 0.33, el cual se ubica entre estados de daño Moderado y Severo.

Uno de los principales problemas de los análisis dinámicos *ANLD*, es que la dispersión de los resultados resulta elevada por la alta variabilidad que poseen los registros sísmicos. Para tratar de controlar la dispersión que introduce la demanda sísmica en el análisis, se realiza una modificación en el set de sismos seleccionados, aplicando un ajuste espectral (ajuste tipo 2), tal y como se explicó en el capítulo anterior. Con este ajuste, se

consigue que los espectros de respuesta de las señales ajustadas mejoren su compatibilidad con el espectro de diseño para un rango específico de periodos, tal y como se puede observar en la Figura 4-21, eliminando las variaciones abruptas en la respuesta espectral que se observan en la Figura 4-18. El ajuste espectral se ha realizado para el mismo rango de periodos empleado en la selección de sismos en el capítulo anterior.

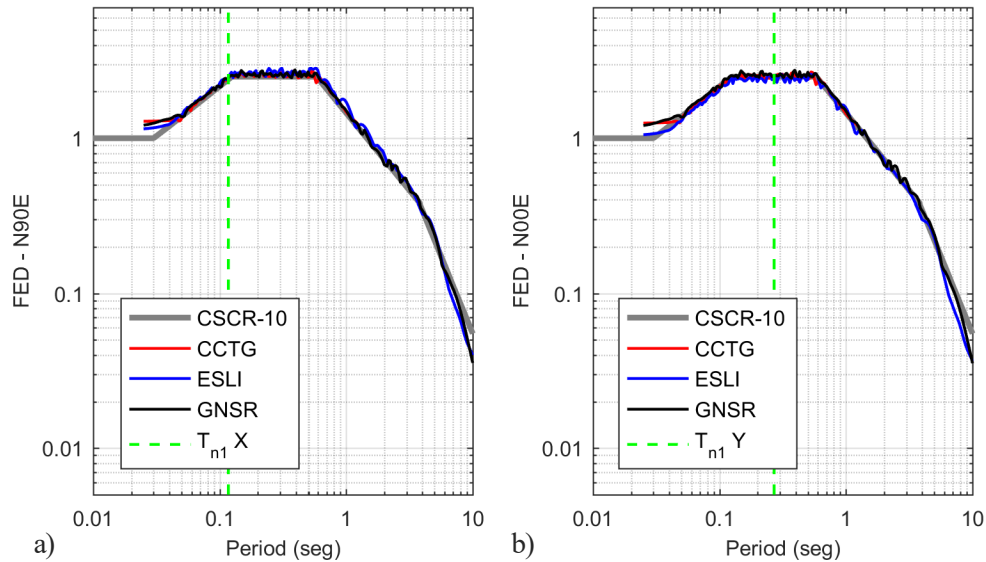


Figura 4-21. Espectros de respuesta normalizados y con ajuste espectral para los sismos seleccionados en el análisis determinista para: (a) dirección X y (b) dirección Y.

Las curvas que relacionan el *MIDR* con el *PGA* y la aceleración espectral del primer modo se muestran en la Figura 4-22. Se puede ver cómo las mismas se agrupan cerca del valor medio, presentando una menor dispersión en comparación con las curvas de la Figura 4-19.

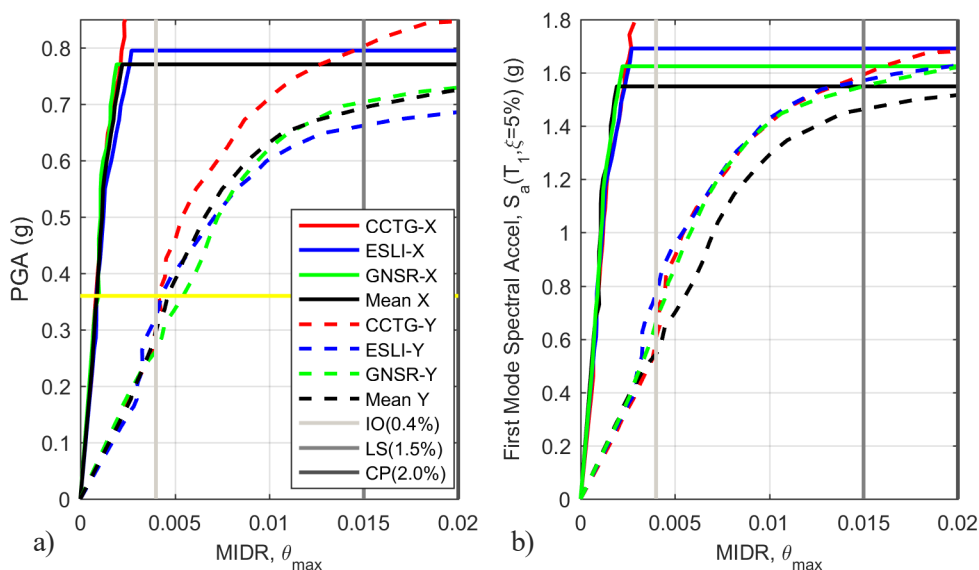


Figura 4-22. MIDR para análisis IDA al emplear registros con ajuste espectral (ajuste tipo 2).

Al realizar la evaluación de rendimiento en términos del *PGA*, no existen grandes diferencias, ya que el promedio de las respuestas se aproxima al espectro del código de diseño. La mayor diferencia está en que en este caso, los puntos de colapso están mejor definidos y se observa claramente el rango de valores a partir de los cuales se puede considerar el colapso estructural, que en promedio para ambas direcciones es cerca de 0.7g para el caso de la *PGA* o 1.6g para el caso de la aceleración espectral.

En la Figura 4-23 se correlacionan los desplazamientos máximos obtenidos para el *ANLD* (δ_{max}) con los desplazamientos obtenidos para el *PP* del *ANLE* (δ_{pp}), ambos respecto a la aceleración pico o al valor de la aceleración espectral para el primer modo. Se observa cómo para el caso del análisis en la dirección X, el promedio del desplazamiento derivado de los análisis dinámicos, presenta un punto de colapso cercano al punto descrito en la Figura 4-16 como el punto de fluencia del espectro de capacidad. Esta falla frágil se puede deber a que el sistema sismo resistente en la dirección X está compuesto por dos elementos con una gran rigidez y capacidad, los cuales se ubican a lo largo de toda la estructura (sobre ejes A y D de la Figura 4-9), y al dañarse, provocan una rotura frágil.

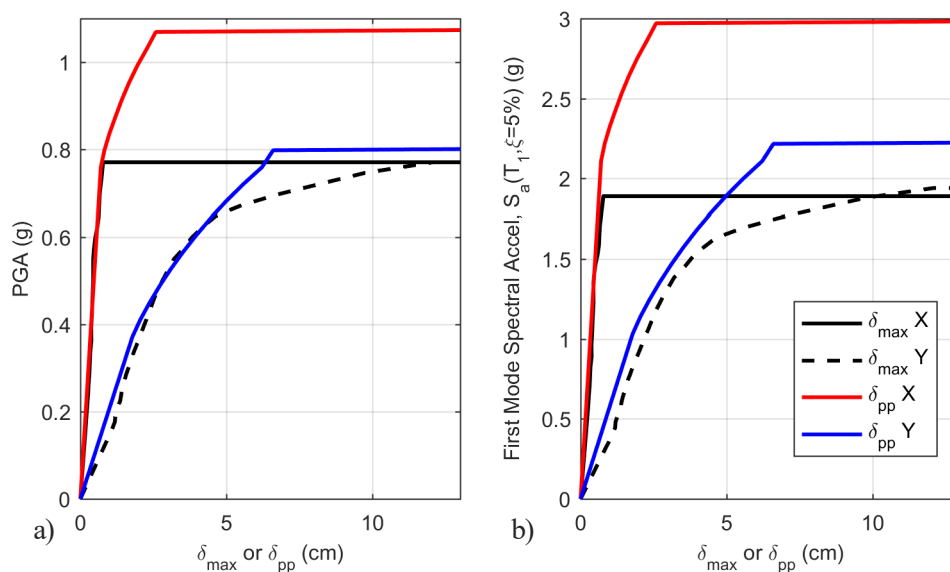


Figura 4-23. Relación entre los desplazamiento máximos del análisis dinámico y el estático con la aceleración de la demanda.

En el caso de la dirección Y, el colapso de la estructura se da para desplazamientos similares en los dos análisis. Sin embargo, el desplazamiento en el *PP* subestima el desplazamiento medio obtenido en los análisis dinámicos, incrementándose la diferencia a medida que aumenta el desplazamiento, es decir, para el rango inelástico existe una mayor diferencia entre ambos análisis. Esta subestimación también se da en la dirección X, lo cual se puede observar mejor en la Figura 4-24, que compara el desplazamiento obtenido para el análisis incremental dinámico y para el correspondiente *PP* en cada uno de los pasos del análisis *IDA*, mostrados en la Figura 4-23b. Se representa en esta figura una línea $x=y$, que representa la condición en que tanto el análisis

estático y dinámico brinden los mismos resultados en cuanto a la evaluación del desplazamiento máximo, permitiendo visualizar las diferencias entre los análisis.

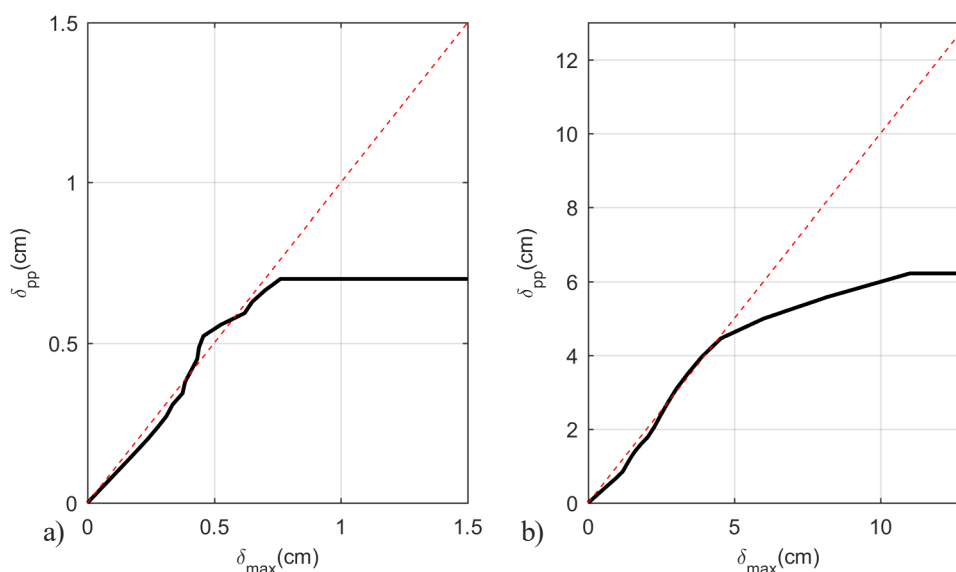


Figura 4-24. Comparación de desplazamientos para el PP y el análisis dinámico para (a) dirección X y (b) dirección Y.

Las diferencias que existen entre el desplazamiento de colapso para el *PP* y el obtenido con el análisis dinámico, pueden ser debidas a una definición poco precisa del punto de colapso. Para el caso del *ANLE*, éste fue definido de acuerdo a la pérdida de capacidad del espectro de capacidad. Sin embargo, el análisis dinámico indica que esa definición puede sobreestimar el valor del desplazamiento de colapso para este tipo de estructuras.

Finalmente, se muestra en la Figura 4-25 la evolución del índice de daño de Park y Ang con la aceleración de la amenaza. Se observa que la dispersión se ha reducido al compararlas con las curvas mostradas en la Figura 4-20. De nuevo, la evaluación para el nivel de demanda del CSCR-10 brinda resultados similares para los sismos sin ajuste espectral al considerar la curva promedio, tomando un valor del índice de daño de 0.315. Este resultado sirve para validar el hecho de que, siempre que se utilice una demanda con valores cercanos a los del espectro de demanda para un rango de periodos cercano a los del primer modo de la estructura, el valor medio será cercano al obtenido para el caso de los registros con ajuste tipo 2. Por otro lado, si los espectros de respuesta de los acelerogramas se alejan del espectro objetivo o de diseño, los resultados pueden sufrir grandes oscilaciones. Este fenómeno se observa cuando se presentan aceleraciones mayores a 0.4g, que es la aceleración a partir de la cual la estructura puede empezar a dañarse en la dirección Y, lo que implica un cambio en el periodo y una mayor dispersión entre los espectros de respuesta de los sismos seleccionados con respecto al espectro de la norma de diseño.

La curva promedio del índice de Park y Ang al emplear los sismos con ajuste espectral, posee un punto de colapso con un *PGA* de 0.7g, que corresponde con un índice de daño de 0.75. Existe una diferencia entre los

puntos de colapso para el caso con ajuste espectral y sin ajuste espectral, siendo más conservador éste último, y que se considera debido a la dispersión de los resultados mostrados. La dispersión en las curvas obtenidas para el caso con ajuste espectral se debe a las características de cada registro, como duración, número de ciclos inelásticos, entre otros, pero el ajuste espectral muestra ser capaz de reducir efectivamente la dispersión debido a las variaciones en la amplitud de la respuesta espectral.

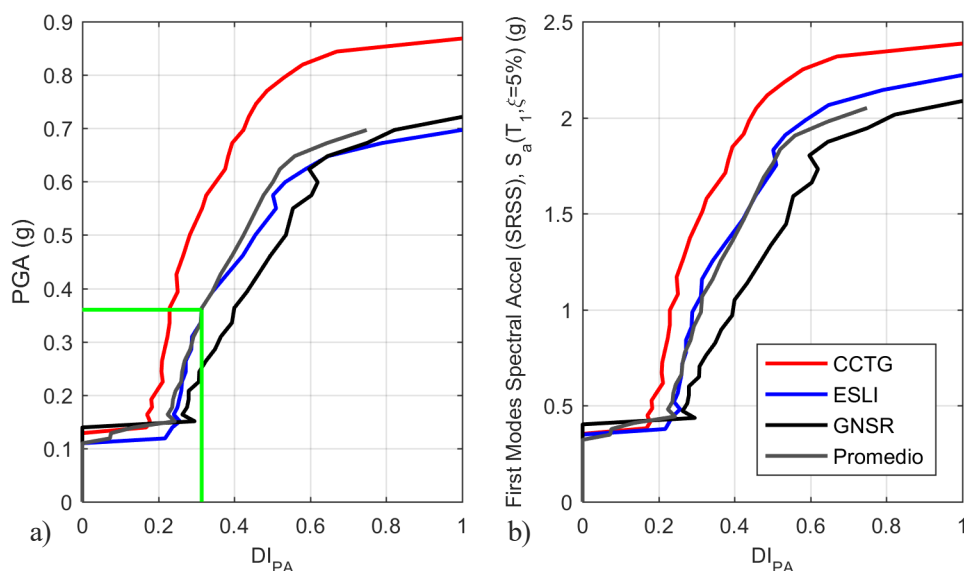


Figura 4-25. Evolución del índice de daño de Park y Ang con sismos con ajuste espectral (ajuste tipo 2).

4.4. RESUMEN Y CONCLUSIÓN

El comportamiento en el rango no lineal de la mampostería en todas sus presentaciones es difícil de caracterizar. Al ser un material compuesto por varios elementos, sobre los cuales actúan diferentes tipos de esfuerzos, propiciando diferentes modelos de daño, que en conjunto pueden producir, como resultado, un comportamiento frágil ante cargas cíclicas.

En Costa Rica, la mampostería integral de concreto reforzado es uno de los principales sistemas constructivos empleados para estructuras de poca envergadura, principalmente viviendas unifamiliares. Esta mampostería es diseñada y detallada de acuerdo a normas derivadas de los códigos norteamericanos, principalmente por la falta de estudios que demuestren el comportamiento real de las estructuras que emplean este material para las condiciones características del país.

En este capítulo se realizó la evaluación del comportamiento sísmico de una estructura diseñada de acuerdo con la normativa vigente en Costa Rica. Para modelar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales, se calibró un modelo de histéresis con los resultados de pruebas de laboratorio a escala natural, (1:1) con lo que se logró caracterizar el daño debido al deterioro en los elementos que componen la estructura.

La calibración ha permitido obtener un buen ajuste entre las pruebas de laboratorio y el modelo analítico, por lo que se considera que, al seguir la metodología aplicada para el ajuste, se logra modelar el comportamiento de cada elemento estructural los cuales, sin embargo, pueden poseer diferentes relaciones h/l a las utilizadas en las pruebas de laboratorio.

Del análisis estático no lineal, se puede concluir que la estructura presenta un comportamiento frágil ante la formación de las primeras rótulas plásticas, pero que resiste deformaciones inelásticas antes de perder la capacidad. En la dirección X, que corresponde a la dirección en la que hay los muros de colindancia, el comportamiento es más frágil, con una mayor rigidez y una mayor capacidad de cortante en la base de la estructura, pero con un desplazamiento último menor al obtenido en la dirección Y. El desplazamiento último se ha determinado para una pérdida en la capacidad igual o superior al 20% de la capacidad máxima observada.

A partir de las curvas de capacidad se han obtenido curvas de fragilidad y de daño medio, las cuales se basan en la forma bilineal del espectro de capacidad. Al evaluar el rendimiento para la demanda definida para el diseño, se concluye que el mismo es satisfactorio.

Al realizar los análisis dinámicos incrementales, se obtienen las curvas de daño de Park y Ang. El principal problema al realizar el análisis tridimensional, es que al poseer un valor del índice global no se hace diferencia de donde proviene el daño. Al comparar el desplazamiento relativo entre pisos además de poder concluir que para el nivel de amenaza de diseño, la estructura posee un comportamiento aceptable, es posible visualizar que el colapso de la estructura se da primero en la dirección Y, lo cual concuerda con la evaluación realizada para definir el punto de colapso en las curvas de daño de Park y Ang, donde se observó que la curva de capacidad en Y define el punto de colapso. Se concluye que, para este caso, la curva de daño tiene una relación con la dirección débil de la estructura.

En síntesis, se puede concluir que el comportamiento de la estructura evaluada satisface bien los objetivos de desempeño esperados para estructuras de uso convencional, ya que los niveles de daño son entre leves y moderados para la demanda prevista por la norma de diseño y con un comportamiento menos frágil del que comúnmente se relaciona con estas estructuras.

Capítulo 5. ESTRUCTURAS TIPO MURO DE MAMPOSTERÍA INTEGRAL DE CONCRETO REFORZADO (*VUM*): ANÁLISIS PROBABILISTA

5.1. INTRODUCCIÓN

El análisis probabilista se realiza aquí a partir de un número determinado de casos obtenidos asignando distintos valores a las variables aleatorias. Para iniciar, se definen las variables de interés y el tipo de muestreo que, en este caso, sigue el esquema de muestreo Monte Carlo y el Hipercubo Latino (*LHS*, por sus siglas en inglés). Cada caso tiene un único valor para cada variable, definiendo de esta forma un nuevo modelo de análisis, al cual se le da el mismo tratamiento que se le dio al caso determinista. Posteriormente, se realiza un análisis de los momentos estadísticos, siendo de especial interés los valores medianos, los medios y las desviaciones estándar. El análisis está dividido en dos secciones, una para cada tipo de análisis utilizado (*ANLE* y *ANLD*), y para cada uno se usaron un total de 1000 muestras.

5.2. VARIABLES ALEATORIAS: CARACTERIZACIÓN

Las estructuras, generalmente son analizadas y diseñadas bajo condiciones deterministas, es decir, se considera un único valor para cada una de las variables que intervienen en el problema.

Muchos proyectos de ingeniería usan variables aleatorias que ya han sido estudiadas y definidas y que, a su vez, se ajustan a una distribución de probabilidades conocida. Esto permite la implementación de técnicas de solución de problemas probabilistas, donde la técnica más empleada para el muestreo de las variables es la de Monte Carlo (Kottogoda y Rosso, 2008). Este método determina grupos de valores de cada una de las variables

para luego resolver el problema de la misma manera en que se resuelve el problema determinista, repitiendo el proceso para un gran número de muestras de las variables.

Los momentos estadísticos se consideran válidos para caracterizar el comportamiento del problema primario, siempre que se garantice un muestreo adecuado del espacio en el que se definen las variables. Uno de los inconvenientes de este procedimiento, es que se requiere de un número significativo de muestras para poder representar de manera apropiada el dominio de las variables, por lo que se recomienda implementar muestreos con técnicas más avanzadas como el Hipercubo Latino (*LHS*). Este método optimiza la cantidad de muestras y, en consecuencia, de análisis que se debe realizar, al reducir la cantidad de muestras necesarias (Iman y Conover, 1982; McKay et al., 1979). A continuación, se presenta la caracterización de las variables aleatorias a considerar en este trabajo y el proceso de muestreo.

5.2.1. FUNCIÓN DE MÁXIMA VEROSIMILITUD

El análisis determinista de la *VUM* se realizó con los valores medios mostrados en la Tabla 4-3 y Tabla 4-5. Sin embargo, el análisis probabilista requiere de la caracterización de las variables consideradas como aleatorias para poder definir las estrategias de muestreo y el dominio de definición o rango de validez de la variable. En general, las variables relacionadas con la resistencia de los materiales (especialmente aquellas con comportamiento similar al concreto), tienen una distribución normal (gaussiana) como función de distribución de probabilidades (*fdp*). En otros estudios, las mismas se han caracterizado con una *fdp* log-normal o normal (Rashid et al., 2002). Ambas *fdp* comparten ciertas propiedades, pues la *fdp* log-normal corresponde a una *fdp* normal en el campo logarítmico.

La principal característica de la *fdp* log-normal es que permite modelar *fdp* asimétricas respecto al valor medio. Es decir, variables que tienen una distribución sesgada pero que, al determinar el logaritmo de los valores, se comportan como una variable normal (o con *fdp* normal). Además de estas dos funciones (normal y lognormal), es posible que algunas variables relacionadas con el comportamiento mecánico de los modelos no-lineales, sean caracterizadas con una *fdp* uniforme (Celik y Ellingwood, 2010).

Para determinar la bondad del ajuste realizado para cada variable, se calcula la función de máxima verosimilitud, donde al contar con una muestra de la variable aleatoria $x = x_1, x_2, \dots, x_n$, tomadas de la función de la distribución que se desea probar $f(x)$, se tiene un parámetro desconocido $\theta(x)$, el cual se utiliza únicamente como parámetro de referencia. Kottagoda y Rosso (2008) definen la función de verosimilitud como:

$$\mathcal{L}(\theta|x_1, \dots, x_n) = \prod_{i=1}^n f(x_i|\theta) \quad 5-1$$

y al utilizar el logaritmo de la función se tiene que:

$$\hat{\ell}(\theta|x_1, \dots, x_n) = \ln \mathcal{L} = \sum_{i=1}^n \ln f(x_i|\theta) \quad 5-2$$

El método de máxima verosimilitud busca el valor de θ que maximiza la ecuación 5-2. El valor específico de la función no tiene mucha relevancia, sin embargo, al compararlo con los valores que resulta para otras funciones de probabilidad para el mismo conjunto de valores $x = x_1, x_2, \dots, x_n$, se puede concluir, que un valor mayor de la función de verosimilitud indica un mejor ajuste de los datos con la distribución evaluada.

5.2.2. DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD TRUNCADA.

Debido a que las variables, por lo general, poseen límites a partir de los cuales se considera que la misma no posee un valor físico real, es conveniente y necesario restringir las *fdp* dentro de un rango que se define con las pruebas de laboratorio o con el ajuste de las variables.

Las funciones de distribución se pueden trincar tanto por la izquierda como por la derecha, lo cual generará una discontinuidad local o salto vertical en la *fdp* justo en estos límites. El truncamiento de la función no debe afectar las propiedades estadísticas, por lo que la función acumulativa de probabilidades (*fap*) debe estar siempre definida entre cero y uno, pues al realizar el mapeo de las variables generadas por el método del Hipercubo Latino, es necesario contar con este rango de valores.

Para trincar una función de probabilidades y garantizar que la curva de la *fap* mantenga los límites apropiados, se realiza también un escalado de la función de densidades de probabilidad, de manera que la probabilidad truncada o excluida sea distribuida de manera proporcional en el rango en que la variable está definida. Esto no afecta la ubicación del valor máximo de la función de densidad, sin embargo, puede modificar la ubicación del punto en el cual se alcanza la probabilidad de 0.5, pues la función se puede acumular de manera distinta.

Si se define el límite inferior de la *fdp* como x_l y el límite superior como x_h , se tiene que la *fdp* original es $f_X(x)$ y la *fap* es $F_X(x)$, la función de probabilidades con esta condición se representa como:

$$f_{X|x_h > x > x_l}(x) = \begin{cases} af_X(x), & x_l < x < x_h, \\ 0, & \text{otros casos} \end{cases} \quad 5-3$$

donde

$$a = 1/[F_X(x_h) - F_X(x_l)]$$

Este ajuste se puede realizar tanto a *fdp* normales como a log-normales (Kottegoda y Rosso, 2008), entre otras, garantizando que las variables tomen valores únicamente para el rango definido. De esta forma se evita que, cuando hay un gran número de muestras, se puedan dar casos extremos que sean válidos a nivel estadístico, pero carezcan de valor a nivel físico. En la Figura 5-1 se muestra el efecto sobre la *fdp* y la *fap* al trincar la función por la izquierda.

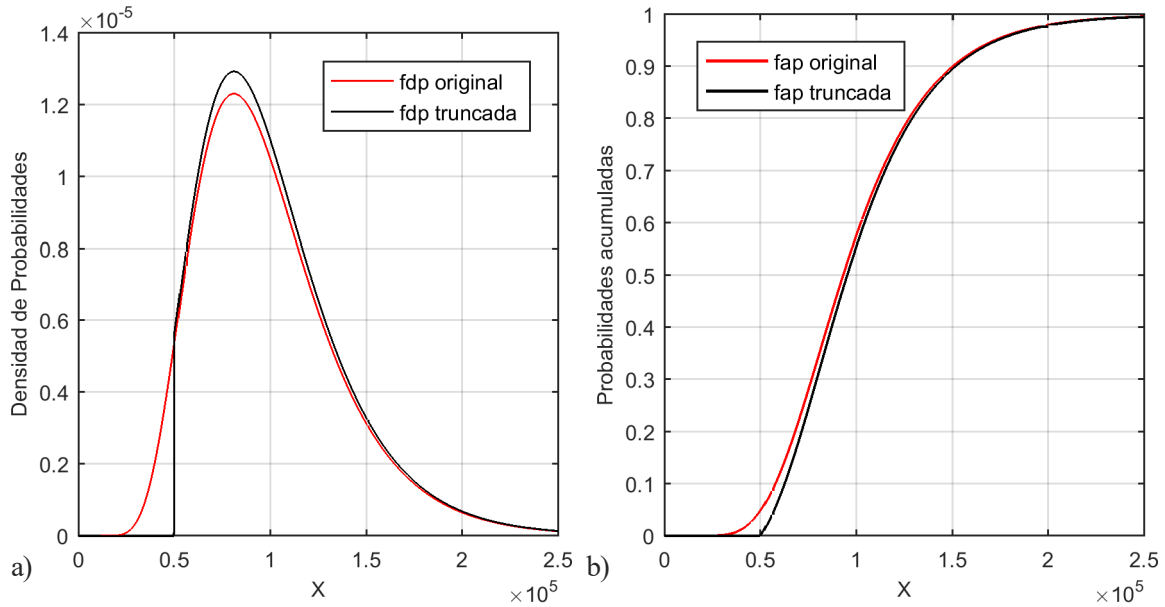


Figura 5-1. Efecto sobre la función de densidades y función acumulativa de probabilidades al truncar por la izquierda.

5.2.3. LAS VARIABLES ALEATORIAS.

Se han seleccionado 6 variables para el muestreo aleatorio de la *VUM*. De éstas, 4 son propias del modelo de histéresis presentado en la sección 4.2.2 (r_1, r_2, β y α); las otras 2 se relacionan con las propiedades mecánicas básicas del material, a saber, el módulo de elasticidad de la mampostería (E_m) y la resistencia de prismas de mampostería (f'_m). Ambas características fueron determinadas utilizando los resultados de pruebas de laboratorio mostrados por Navas (2007).

Las variables seleccionadas se ajustan a la distribución log-normal, que se define por un parámetro de localización (μ) y un parámetro de escala (σ) que a su vez se correlacionan con los valores no-logarítmicos del valor medio ($E[X]$), desviación estándar ($SD[X]$) y varianza de la muestra ($Var[X]$) (Kottegoda y Rosso, 2008), con las relaciones que se definen en las siguientes ecuaciones:

$$E[X] = e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}}$$

$$Var[X] = (e^{2\mu + \sigma^2})(e^{\sigma^2} - 1)$$

$$SD[X] = \sqrt{Var[X]} = e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}} \sqrt{(e^{\sigma^2} - 1)} = E[X] \sqrt{(e^{\sigma^2} - 1)}$$

5-4

Al hablar de valor medio, se hace referencia al valor esperado, es decir $E[X]$. El mismo se relaciona con el valor medio en la escala normal. Sin embargo, los valores más importantes son el de localización (μ) y el de escala (σ), pues con estos dos valores se define completamente la función de probabilidades. A continuación, se muestra la parametrización de cada una de las variables, las cuales se han ajustado considerando el valor máximo de la función de verosimilitud de la ecuación 5-2.

Factor Bi-lineal (r_1)

El parámetro de rigidez bi-lineal varía entre 0.3 y 0.4. Al realizar el ajuste para la función log-normal definida por los parámetros $\mu = -1.034$ y $\sigma = 0.1087$, se obtiene un valor medio de 0.357. En la Figura 5-2 se muestra la función acumulativa de la distribución obtenida para la curva de mejor ajuste, así como la curva de la función truncada, la cual inicia necesariamente en cero y termina en uno.

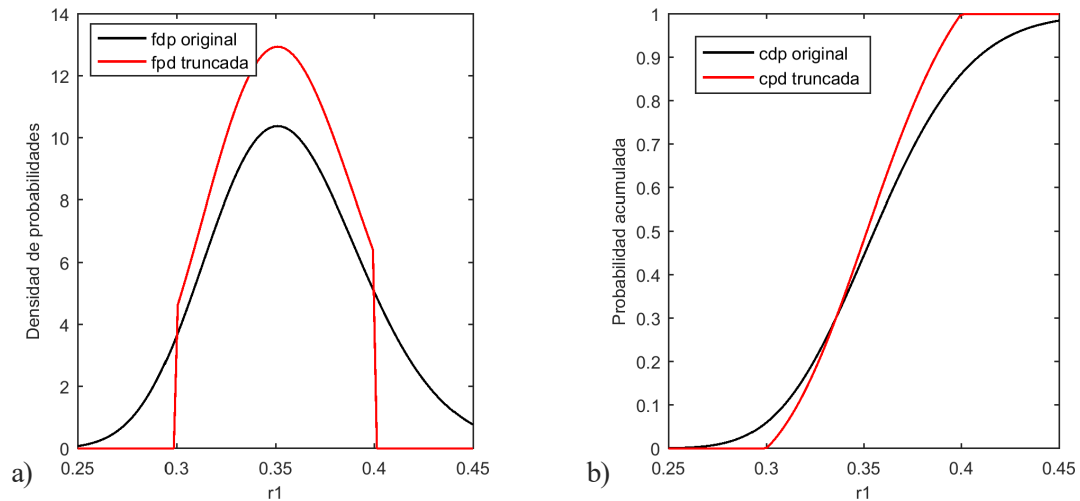


Figura 5-2. Funciones de ajuste para la variable r_1 .

Factor Tri-lineal (r_2)

Para poder modelar el parámetro de rigidez tri-lineal, se utiliza el valor opuesto de la variable debido a que esta posee únicamente valores negativos y, por ende, no es posible realizar el ajuste con la función de probabilidades log-normal. Los valores obtenidos oscilan entre 0.05 y 0.27, con un claro sesgo en la sección izquierda. El valor medio es de 0.118 y los parámetros que definen la *fdp* son: $\mu = -2.316$ y $\sigma = 0.594$. En la Figura 5-3, se muestra el ajuste de la función acumulativa de probabilidades para esta variable.

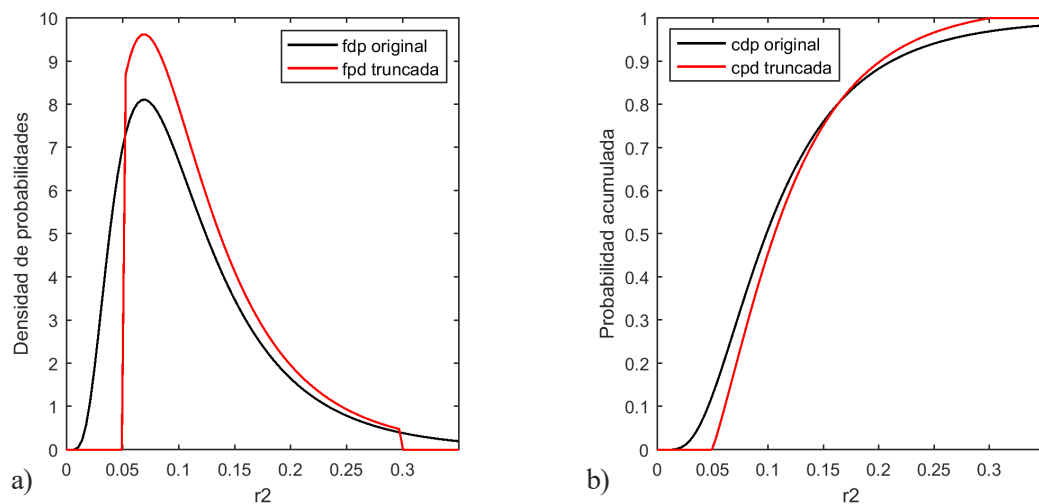


Figura 5-3. Funciones de ajuste para la variable r_2 .

Factor de ablandamiento (β)

El valor de degradación entre ciclos posee valores entre 1.1 y 1.4, con una distribución sesgada a la izquierda. El valor medio es de 1.165 y los parámetros que definen la *fdp* son: $\mu = -0.1488$ y $\sigma = 0.857$. En la Figura 5-4 se muestran la función de probabilidad acumulativa para la función log-normal y su correspondiente función truncada, que corresponde a la función de máxima verosimilitud.

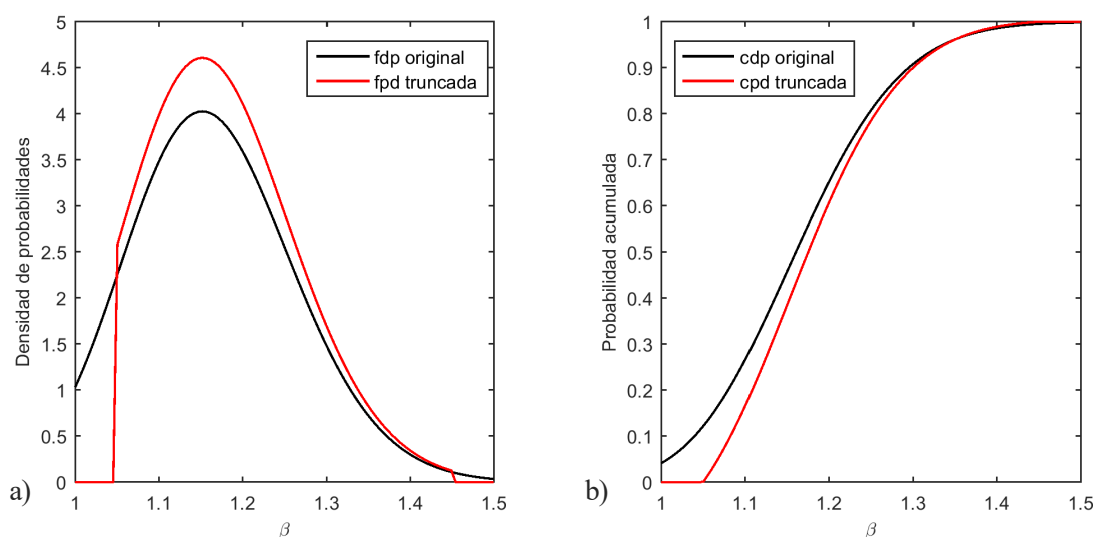


Figura 5-4. Funciones de ajuste para la variable β .

Factor de recarga (α)

El factor de recarga varía entre 0.4 y 0.65, con un valor medio de 0.486. Los parámetros que definen la *fdp* log-normal son: $\mu = -0.732$ y $\sigma = 0.154$ y la distribución posee un sesgo a la izquierda. En la Figura 5-5 se muestra como se distribuye la densidad de probabilidades y como se acumula.

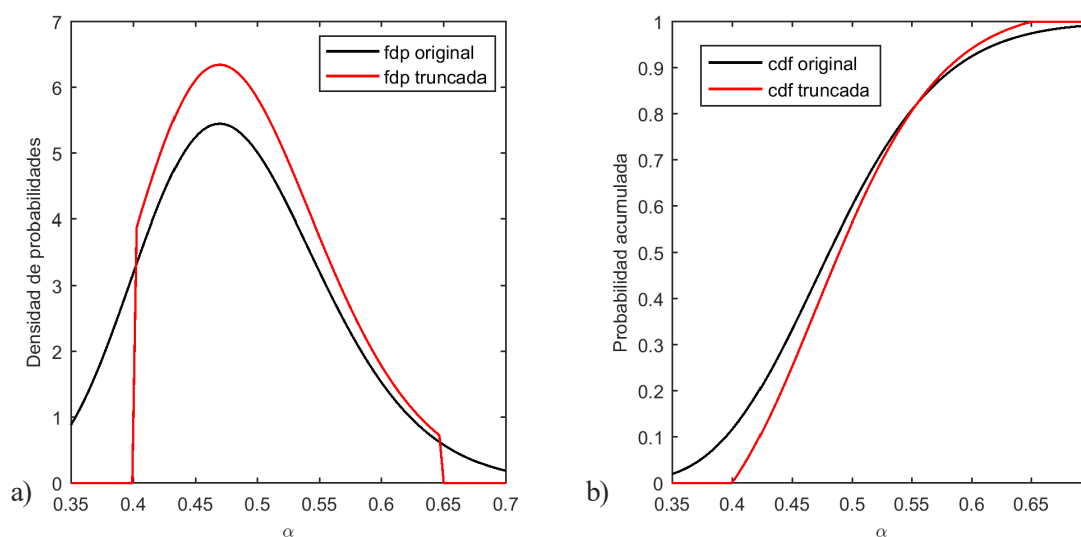


Figura 5-5. Funciones de ajuste para la variable α .

Módulo de Elasticidad de la mampostería (E_m)

El módulo de elasticidad de la mampostería sigue también una distribución sesgada a la izquierda. El valor medio a considerar es de $0.998 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, y los parámetros de la distribución log-normal son $[\mu = 11.44, \sigma = 0.373]$. En la Figura 5-6 se muestra el ajuste de las curvas.

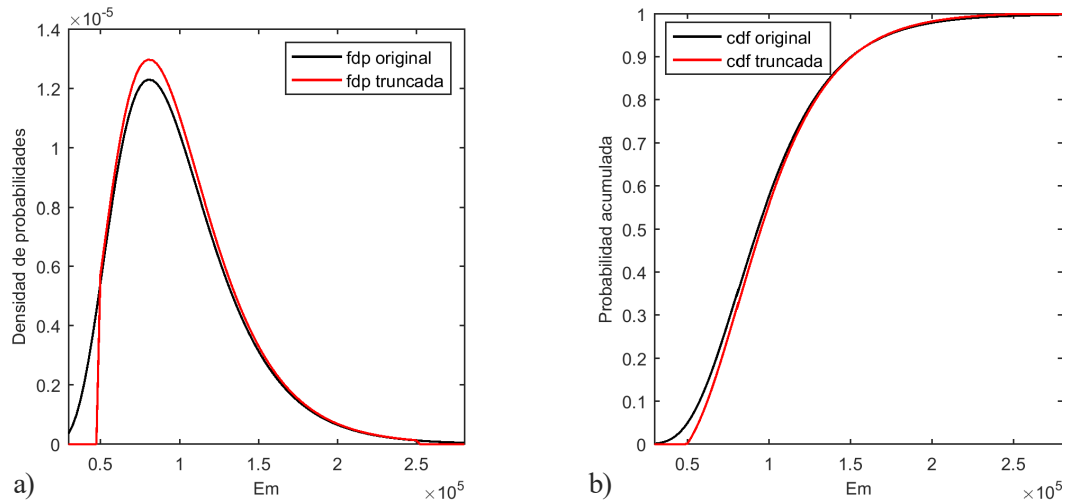


Figura 5-6. Funciones de ajuste para la variable E_m .

Resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m)

El valor de diseño de la mampostería, por lo general, es menor al valor medio obtenido en las pruebas de laboratorio. Esta diferencia se debe a que el valor dado en las normativas debe de velar por un nivel de seguridad apropiado al nivel de amenaza de la zona. De acuerdo a las pruebas de laboratorio usadas como referencia, el valor medio de la resistencia a la compresión es de 107.6 kg/cm^2 . Los parámetros que definen la f_{dp} log-normal son $[\mu = 4.63, \sigma = 0.312]$. En la Figura 5-7 se muestran las funciones de probabilidad ajustadas a los datos experimentales.

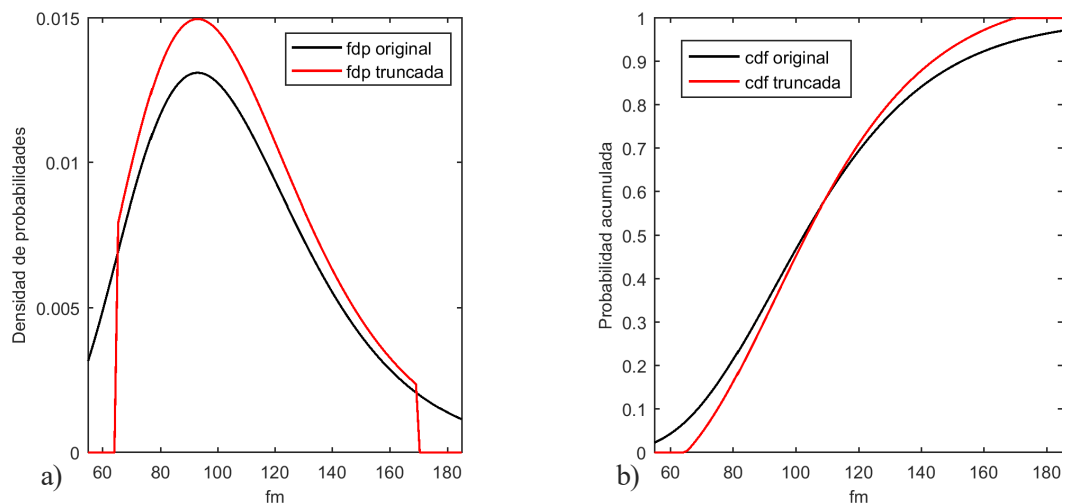


Figura 5-7. Funciones de ajuste para la variable f_m .

En la siguiente tabla se presenta, a manera de resumen, las propiedades de las funciones de probabilidad consideradas para cada una de las variables.

Tabla 5-1. Resumen de parámetros descriptivos de las *fdp* para las variables aleatorias a considerar para las estructuras de mampostería reforzada.

Variable	<i>fdp</i>	Media, $E[X]$	μ	σ	m_l	m_h	a [eq. 5 – 3]
r_1	Log-Normal	0.357	-1.034	0.1087	0.3	0.4	1.247
r_2	Log-Normal	0.118	-2.316	0.594	0.05	0.3	1.187
β	Log-Normal	1.165	-0.1488	0.857	1.05	1.45	1.144
α	Log-Normal	0.486	-0.732	0.154	0.4	0.65	1.164
E_m [kg/cm ²]	Log-Normal	99802	11.44	0.373	50000	250000	1.055
f'_m [kg/cm ²]	Log-Normal	107.7	4.63	0.312	65	170	1.142

5.2.4. CORRELACIÓN ENTRE LAS VARIABLES ALEATORIAS.

Existen varias posibilidades para definir la correlación entre variables. Las dos más utilizadas son los Coeficientes de Correlación de Pearson (*CCP*) y los Coeficientes de Correlación por ranqueo de Spearman (*CCRS*) (Helton y Davis, 2003). En este caso, las muestras de las variables serán generadas con la *CCRS*, debido a que se quiere modificar y ajustar la matriz de correlación para que cumpla con unas características definidas previamente en la matriz objetivo (Florian, 1992).

De las 6 variables aleatorias ya definidas para cada elemento, existe una clara correlación únicamente entre el módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión de la mampostería, de la misma manera en que se correlaciona el módulo de elasticidad y la resistencia del concreto (Navas, 2007). La correlación de estas dos variables será positiva (creciente) y constante para cada elemento. Es decir, todos los elementos poseen los mismos factores de correlación entre su valor de resistencia y su módulo de elasticidad. Este valor se toma como 0.8 según determinó Navas (2007).

Algunos de los materiales pudieron ser fabricados con el mismo lote de bloques de concreto, o bajo condiciones similares de humedad o en fechas similares. Esto genera una cercanía entre los elementos de la matriz que puede ser modelada con la ecuación 5-5, que representa la función de auto correlación isotrópica (Hurtado y Barbat, 1998; A. Olsson et al., 2003; Miroslav Vořechovský, 2008), donde $\|d_i, d_j\|$ es la distancia Euclidiana (que representa la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las distancias vectoriales sobre el espacio cartesiano); l_c es un parámetro positivo que se denomina “longitud de correlación”, y que, para este caso, se toma como 3. Por último, el valor de 0.6 representa la variancia normalizada máxima a considerar entre las variables de los elementos. La variación de esta correlación se presenta de manera gráfica en la Figura 5-8.

La matriz de correlación es cuadrada y simétrica por definición, pues el factor de correlación isotrópico sólo depende de la magnitud de distancia entre los elementos evaluados. Por lo tanto, indiferente a cuál sea el punto de referencia, la correlación será la misma entre dos entradas de la matriz (i,j) .

$$corr_{i,j} = 0.6 * \exp \left[- \left(\frac{\|d_i, d_j\|}{l_c} \right)^2 \right] \quad 5-5$$

La correlación entre las demás variables se toma como nula, lo que quiere decir que los parámetros de correlación son cero. Esto ocasiona que la matriz de correlación sea igual a la matriz identidad, lo cual, por definición, debe darse para que el muestreo de dos variables sea considerado como independiente.

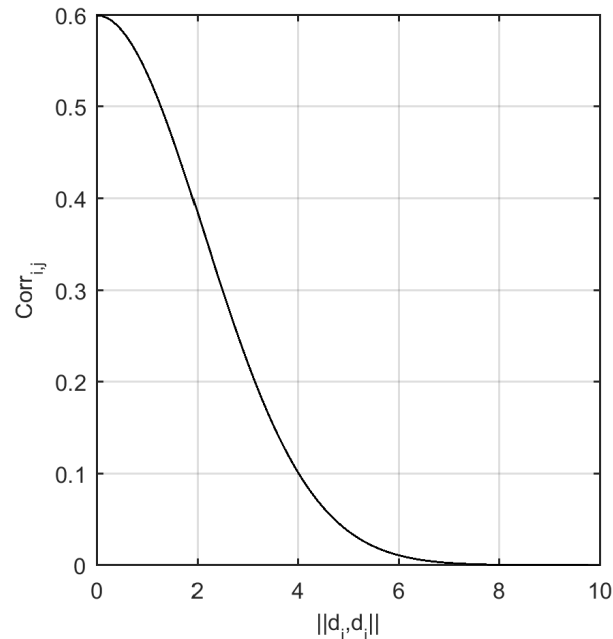


Figura 5-8. Función empleada para modelar la variación del factor de correlación entre los elementos estructurales, en función de la distancia Euclidiana de sus centroides.

Ejemplo de matriz de correlación

Para ejemplificar la matriz de correlación que se utiliza, se toman dos elementos estructurales con 6 variables cada uno, para un total de 12 variables para cada muestreo que se realice. Si se considera que los vectores de ubicación de elementos están definidos por $d_1 = [4.28, 6.93, 0.0]$ y $d_2 = [0.0, 4.92, 0.0]$, (correspondiente a las paredes P-A y P-B de la Tabla 4-3 y Figura 4-9) la distancia Euclidiana es de 4.73 metros y el valor de la correlación será:

$$corr_{1,2} = 0.6 * \exp \left[- \left(\frac{4.73}{3} \right)^2 \right] = 0.050$$

Este valor indica que existe una correlación baja entre las propiedades de la mampostería de los elementos estructurales, lo cual no implica una correlación negativa, sino únicamente que no existe una correlación o que son independientes.

La matriz de correlación entre las dos variables que tienen correlación será:

$$\begin{array}{c} f'm_1 \\ Em_1 \\ f'm_2 \\ Em_2 \end{array} \begin{array}{cc} f'm_1 & Em_1 \\ f'm_2 & Em_2 \end{array} \begin{pmatrix} 1 & 0.80 & 0.05 & 0.05 \\ 0.80 & 1 & 0.05 & 0.05 \\ 0.05 & 0.05 & 1 & 0.80 \\ 0.05 & 0.05 & 0.80 & 1 \end{pmatrix}$$

Se excluyen las relaciones entre las demás variables, pues tal y como se indicó son consideradas como no relacionadas y su coeficiente de correlación se iguala a cero.

Si tomamos ahora por ejemplo las paredes PA-3 y PA-4, los vectores de ubicación de los centroides serán $d_7 = [0.64, 6.4, 0.0]$ y $d_8 = [1.86, 6.48, 0.0]$, la distancia Euclidiana es de 1.22 metros, y el coeficiente de correlación será:

$$corr_{7,8} = 0.6 * \exp \left[- \left(\frac{1.22}{3} \right)^2 \right] = 0.508$$

Contrariamente a lo que ocurrió en el caso anterior, entre estos dos elementos existe una correlación importante. La matriz de correlación entre las variables relacionadas de los elementos es:

$$\begin{array}{c} f'm_7 \\ Em_7 \\ f'm_8 \\ Em_8 \end{array} \begin{array}{cc} f'm_7 & Em_7 \\ f'm_8 & Em_8 \end{array} \begin{pmatrix} 1 & 0.80 & 0.508 & 0.508 \\ 0.80 & 1 & 0.508 & 0.508 \\ 0.508 & 0.508 & 1 & 0.80 \\ 0.508 & 0.508 & 0.80 & 1 \end{pmatrix}$$

Si en total se dispone de 22 elementos estructurales (12 para el primer nivel y 10 para el segundo), la matriz de correlación total tendrá un tamaño de 132x132 (6 variables por cada uno de los 22 elementos), conteniendo tanto las relaciones internas para las variables de cada elemento como las correlaciones entre los elementos de acuerdo a su ubicación en el espacio.

5.3. VARIABLES ALEATORIAS: MUESTREO

El método de muestreo con el Hipercubo Latino (*LHS*) fue propuesto inicialmente por McKay et al. (1979). Posteriormente se han realizado modificaciones para su optimización y facilitar su implementación (Florian, 1992; Iman y Conover, 1982); estas modificaciones permiten controlar la matriz de correlación de las variables generadas de manera aleatoria, garantizando tanto su aleatoriedad como la tendencia deseada en las variables.

El *LHS* consiste en dividir el espacio de probabilidades comprendido entre 0 y 1, en un número de segmentos igual al número de muestras deseadas. Cada segmento debe poseer la misma probabilidad acumulada por lo que es de esperar que posean diferente longitud dependiendo de la forma en que se acumule la función de densidad de probabilidades. Para el caso general, se toma la distribución de probabilidades uniforme, con lo que se definen tramos equidistantes de probabilidades. Cada segmento poseerá una muestra de la variable, la cual puede ubicarse en el centro del segmento o en alguna otra posición aleatoria.

El principal problema está al definir la correlación conjunta entre diferentes variables muestreadas. Por definición, para que las variables sean consideradas como independientes, la correlación debe ser nula. Sin embargo, es posible que exista una correlación debido al proceso empleado en los generadores de números aleatorios. Para representar esto, consideremos un vector \mathbf{R} que contiene 10 muestras de 2 variables aleatorias, las cuales pueden exhibir una gran correlación entre sí, o por el contrario puede que la correlación sea cercana a cero. En la Figura 5-9 se muestra el caso en el que la probabilidad total se divide en 10 cuadrantes con igual probabilidad acumulada.

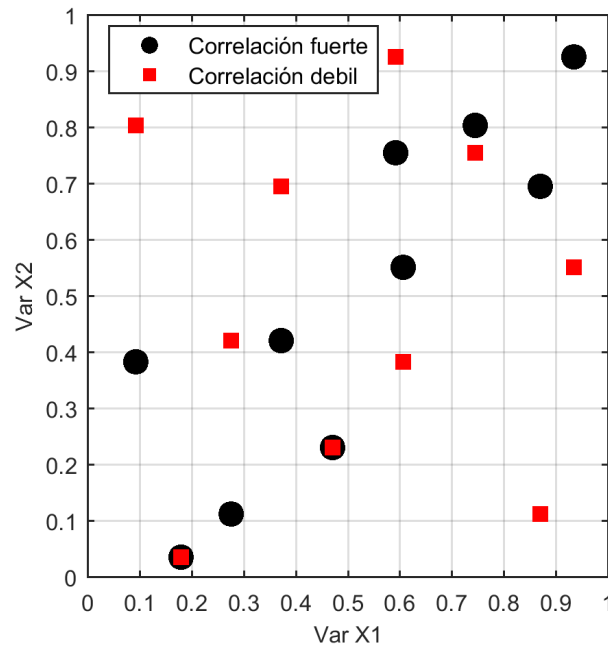


Figura 5-9. Aplicación de muestreo LHS para dos variables aleatorias con 10 muestras, mostrando alta y baja correlación entre las variables.

Se deben observar dos aspectos importantes. El primero es que para cada cuadrante existe un punto para cada una de las variables denominadas $X1$ y $X2$. El segundo es que, para las muestras con una correlación fuerte, además de cumplir con la condición de que debe existir una muestra para cada segmento, existe una tendencia en la distribución conjunta de probabilidades, que para el caso de la correlación débil no se observa pues las variables son independientes. Además, en ambos muestreos existen puntos que comparten la ubicación (segmento 2 de $X1$ con segmento 1 de $X2$ y segmento 5 de $X1$ con el segmento 3 de $X2$) sin que implique que exista correlación alguna. Los puntos que se muestran en la figura no están centrados en el cuadrante pues se obtienen utilizando la función `rand`⁶, por lo que su distribución es aleatoria.

Por defecto, los generadores de muestras aleatorias verifican que las correlaciones conjuntas de las variables sean mínimas, por lo que modelar variables independientes no representa dificultad alguna a nivel

⁶ La función `rand` empleada es parte de la librería de funciones del programa Matlab.

computacional. El problema se da cuando intencionalmente se desea conseguir que las muestras de un grupo de variables posean una correlación específica. Para estos casos, se debe usar la matriz de correlación objetivo.

Para lograr que las muestras posean una correlación específica, se emplea el método del ranqueo de variables (Florian, 1992; Iman y Conover, 1982). Este define una matriz de correlación objetivo (\mathbf{C}) y su matriz diagonal superior (\mathbf{P}), que pueden ser descritas como $\mathbf{C}=\mathbf{P}\cdot\mathbf{P}^T$. Posteriormente, se genera el vector de muestras aleatorias \mathbf{R} , el cual por definición posee una matriz de correlación igual a la identidad (\mathbf{I}). Sin embargo, debido a que esta condición no es siempre cierta, se llamará \mathbf{T} para poder identificarla. A esta matriz se le determina la matriz triangular superior (\mathbf{Q}), de manera que $\mathbf{T}=\mathbf{Q}\cdot\mathbf{Q}^T$.

El valor de \mathbf{S} , que es una matriz triangular inferior, cumple con la ecuación $\mathbf{S}\cdot\mathbf{T}\cdot\mathbf{S}^T=\mathbf{C}$, que es calculada teniendo en cuenta que $\mathbf{S}=\mathbf{P}\cdot\mathbf{Q}^{-1}$. Esta operación tiene como objetivo obtener la matriz \mathbf{S} , que funciona como matriz de transformación para que el vector de muestras aleatorias se ordene de manera tal que se cumpla con la correlación deseada. Para finalizar, se determina la matriz de muestra $\mathbf{RB}=\mathbf{R}\cdot\mathbf{S}^T$, que posee una muestra aproximada a \mathbf{R} , pero con la correlación deseada \mathbf{C} . Se reordenan los valores del vector \mathbf{R} para que posean el mismo ranqueo que los vectores de la matriz \mathbf{RB} , por lo que al determinar la nueva matriz de correlación \mathbf{T} , sea aproximadamente igual a \mathbf{C} . Ranquear las variables significa asignar un número entero natural a cada uno de los valores muestreados que, a su vez, coincide con el orden ascendente de los valores de la muestra.

Una vez que se dispone el vector \mathbf{R} para cada variable, se realiza el mapeo de las mismas sobre la función de distribución truncada ya definida, consiguiendo el valor de la muestra con las características y la correlación deseada entre las variables.

Para el caso de la resistencia a compresión de la mampostería y su módulo de elasticidad se muestra en la Figura 5-10, a manera de ejemplo, el resultado de realizar 1000 muestras por este método, así como las distribuciones de probabilidades de cada una de las variables. Además, se contrastan los valores de la simulación con los resultados de las pruebas de laboratorio de Navas (2007) utilizados para la calibración de las distribuciones.

5.4. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO PROBABILISTA (ANLEP)

El análisis probabilista aquí mostrado utiliza un total de 1000 muestras por cada una de las variables, lo que corresponde al mismo número de estructuras tipo *VUM* que toman el valor de cada variable según un orden secuencial. A cada una de las estructuras se le realiza un análisis similar al realizado a la estructura *VUM* determinista y se muestra a continuación el resumen de los resultados y los principales parámetros estadísticos de cada conjunto de curvas.

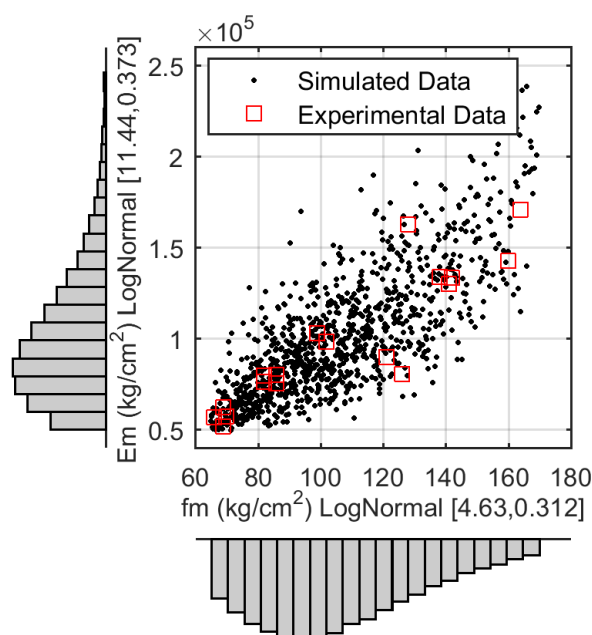


Figura 5-10. Ejemplo de simulación con 1000 muestras para f_m y E_m , utilizando LHS.

5.4.1. ESPECTROS DE CAPACIDAD

Los espectros de capacidad medios se calculan transformando cada curva a un paso fijo y extrapolando todas las curvas a un mismo valor de desplazamiento, el cual es mayor al desplazamiento máximo absoluto, para posteriormente promediar los valores de cada uno de los pasos. Este procedimiento garantiza que la curva promedio, en todos los puntos, se determina con la misma cantidad de elementos y no se ve afectada por la falta de datos, situación que puede ocurrir, principalmente, en la zona de mayores desplazamientos.

El punto de capacidad última se define realizando un análisis estadístico de los puntos de cada curva para determinar la ubicación tanto del desplazamiento como de la aceleración espectral correspondiente al valor medio y al del 5% y 95% de los valores. En la Figura 5-11 se muestran los espectros de la dirección de análisis X (izquierda) y Y (derecha). Se observa una gran dispersión en la ubicación de los puntos correspondientes con la capacidad última, sin embargo, al realizar el análisis estadístico, estos valores se compensan y pierden importancia frente a la gran cantidad de puntos concentrados cerca del valor mediano.

La variable que más afecta la ubicación del punto de capacidad última es el factor de rigidez tri-lineal (r_2), la cual determina la pendiente de la curva después del punto de máxima capacidad. Las variaciones en el tramo elástico de las curvas, se deben a la variación del módulo de elasticidad y de la resistencia de la mampostería.

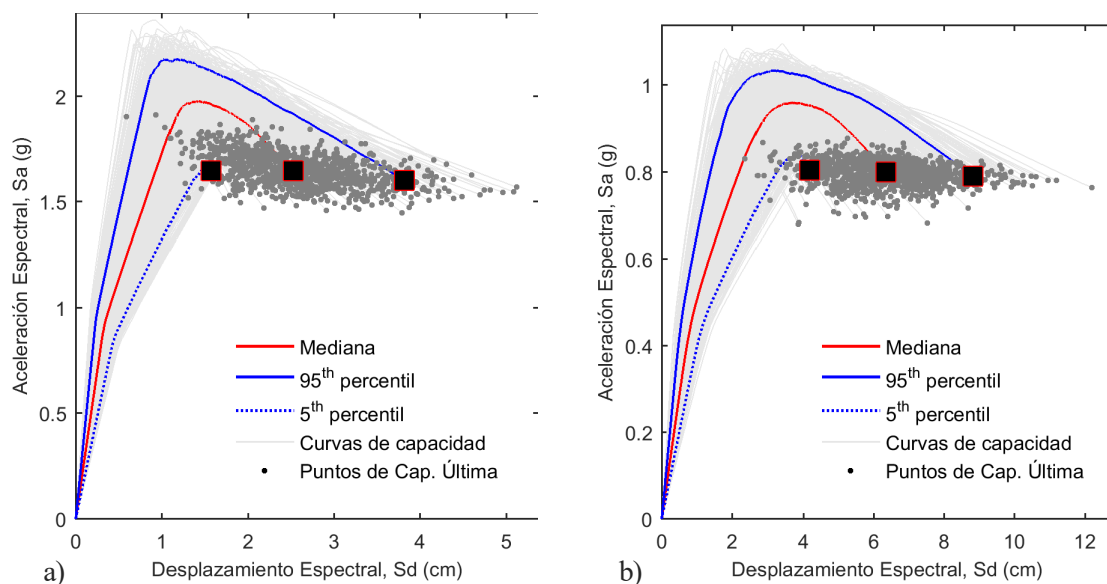


Figura 5-11. Espectros de capacidad para análisis probabilista con 1000 simulaciones, valores medios y rangos de confianza. (a) dirección X y (b) dirección Y.

5.4.2. DESPLAZAMIENTO PARA EL *PP*

El desplazamiento para el *PP* se correlaciona con la aceleración pico utilizada para la normalización de los espectros de demanda. En la Figura 4-16 se ha mostrado el resultado para el caso del análisis determinista, el cual se reproduce aquí de nuevo en la Figura 5-12 para compararlo con los resultados del análisis probabilista. Se resaltan el valor mediano y los márgenes de confianza para el percentil 5 y 95. A nivel de evaluación del desempeño, la curva mediana y la curva determinista poseen un comportamiento que no permite distinguir diferencia alguna.

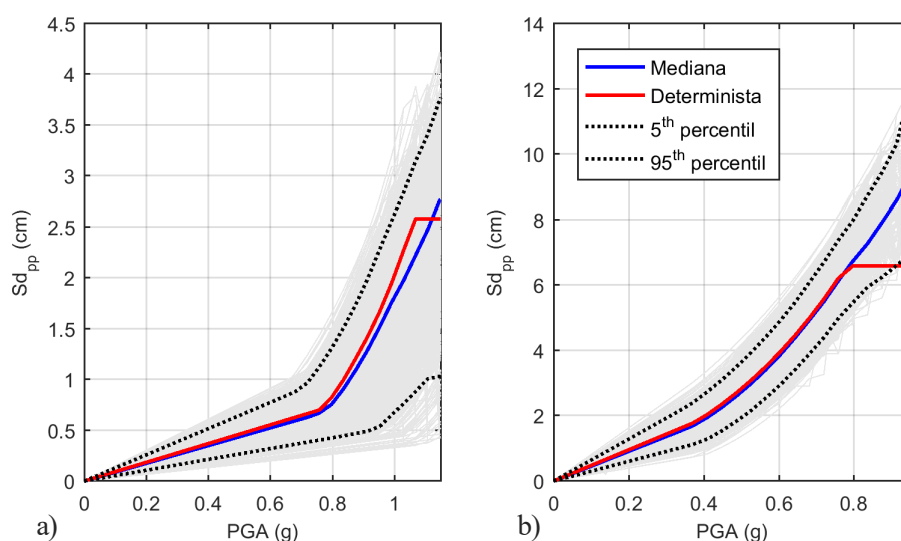


Figura 5-12. Curvas de desplazamiento espectral para el *PP* en función de la aceleración pico: (a) en la dirección X y (b) en la dirección Y.

5.4.3. CURVAS DE FRAGILIDAD MEDIANAS

Las curvas de fragilidad se determinan, para cada caso, tomando en cuenta los espectros de capacidad y sus respectivas aproximaciones bilineales las cuales se definen a partir de los umbrales de daño de la ecuación 4-9. En la Figura 5-13 se muestran las curvas de fragilidad determinadas para cada caso individual y las curvas medias de cada nivel de daño evaluado. Se observa cómo se incrementa la dispersión de las curvas conforme se aumenta el nivel de daño, lo cual es de esperar debido a que es en la zona inelástica de las curvas de capacidad donde existe la mayor dispersión de los datos.

En la Tabla 5-2 se muestra un resumen con los valores de desplazamiento del umbral de daño correspondiente a los 4 estados de daño considerados, para el valor mediano y para los percentiles 5 y 95. Además, se muestra el valor de la desviación estándar necesaria para el ajuste de las curvas en las dos direcciones del análisis.

Tabla 5-2. Desplazamientos mediano y desviación estándar de la función log-normal para ajuste de curvas de fragilidad para el estado de daño i , para el valor de percentil 5, 50 (valor mediano) y 95.

Estado de Daño	$Sd_{i,x50}$	$Sd_{i,x5}$	$Sd_{i,x95}$	$Sd_{i,y50}$	$Sd_{i,y5}$	$Sd_{i,y95}$	β_{x50}	β_{x5}	β_{x95}	β_{y50}	β_{y5}	β_{y95}
Leve	0.479	0.340	0.651	1.199	0.822	1.645	0.34	0.33	0.35	0.34	0.33	0.34
Moderado	0.684	0.486	0.929	1.713	1.174	2.350	0.41	0.35	0.49	0.42	0.38	0.47
Severo	1.147	0.769	1.639	2.918	1.988	4.013	0.57	0.46	0.67	0.57	0.51	0.64
Completo	2.528	1.572	3.826	6.490	4.276	9.015	0.71	0.60	0.82	0.72	0.65	0.79

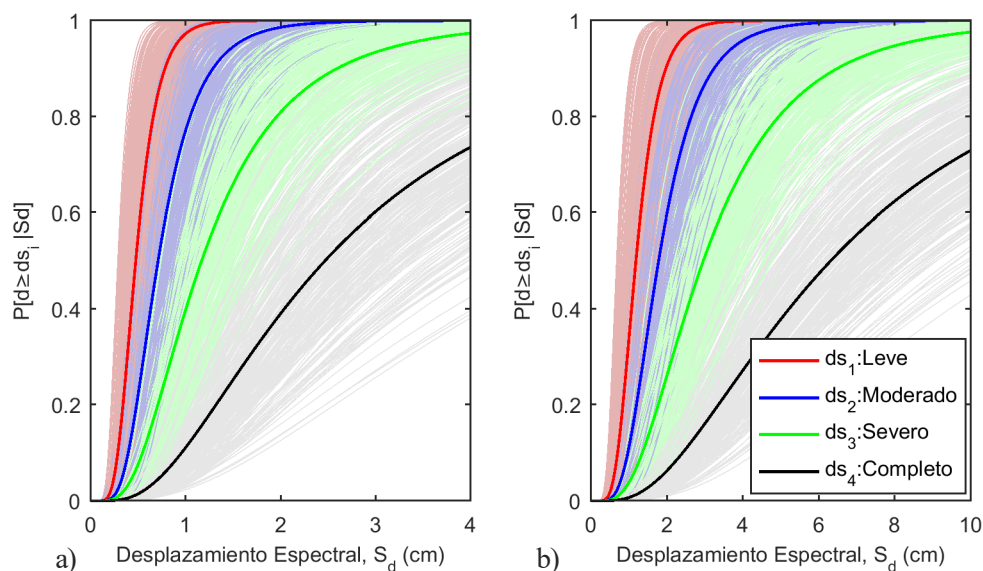


Figura 5-13. Curvas de fragilidad individuales y medianas para la (a) dirección X y (b) dirección Y.

Con la ecuación 4-10 y las curvas de fragilidad para cada caso, se determinan las curvas de daño medio. En la Figura 5-14 se muestran la curva mediana y los márgenes de confianza con el percentil 5 y 95 para cada dirección del análisis. La dispersión en la ubicación del punto de desplazamiento último coincide con la

dispersión observada en los espectros de capacidad. Las curvas de fragilidad y consecuentemente las curvas de daño medio son producto de los espectros de capacidad.

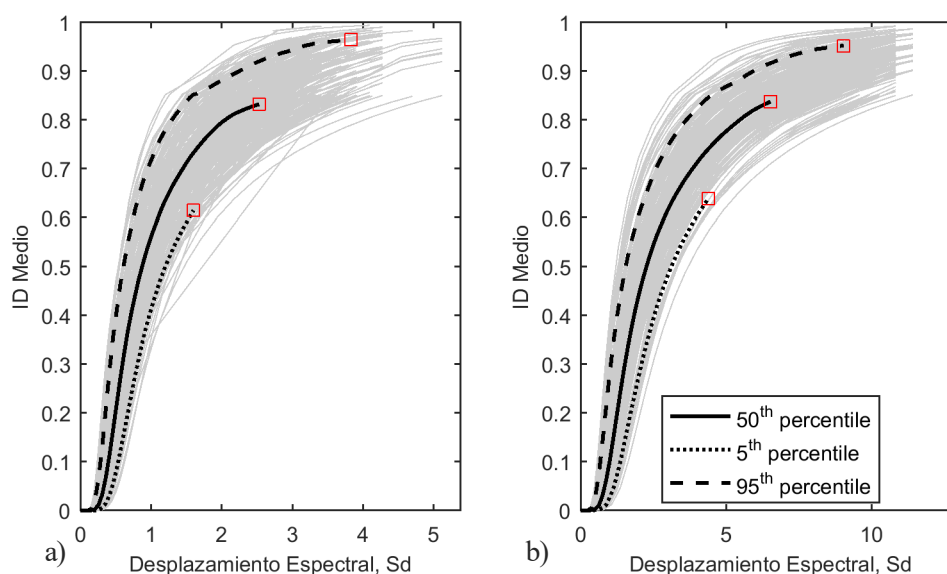


Figura 5-14. Índice de daño medio para las curvas de fragilidad probabilistas en (a) dirección X y (b) dirección Y.

5.5. ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO PROBABILISTA (ANLDP)

El análisis no lineal dinámico probabilista (ANLDP), sigue el procedimiento empleado para el caso determinista de la sección 4.3.2, combinado con la selección probabilista de las variables definidas como aleatorias. Debido a que estos análisis requieren de un mayor tiempo de cómputo, se reduce la muestra tomando los primeros 300 casos definidos para el ANLEP. Se verifica además, que las muestras están sobrerrepresentadas y que al reducir el número, no se afecta ni la dispersión ni el valor mediano. Cada uno de los casos será evaluado con un único registro sísmico de los 20 seleccionados y ajustados en el capítulo 3.

De los 20 registros sísmicos disponibles, se realiza una selección aleatoria con una función de distribución uniforme, siguiendo la suposición de que todos los registros poseen la misma probabilidad de ser seleccionados. Los sismos serán aplicados en las orientaciones originales en que se registraron, donde la dirección X correspondiente a N90E y la dirección Y con N00E.

A pesar de que el ajuste espectral aproxima de manera apropiada los espectros reales al espectro objetivo, siguen existiendo pequeñas variaciones en la amplitud para un mismo valor de periodo. A la hora de realizar las gráficas que relacionan los parámetros de respuesta estructural con la aceleración espectral para el primer modo de oscilación, se tendrá entonces un factor de transformación distinto para cada sismo debido a este fenómeno.

5.5.1. CURVAS DE DAÑO INCREMENTAL PROBABILISTAS

En esta sección se muestran los resultados obtenidos para el análisis de los 300 casos seleccionados. Se verifica la evolución tanto del *MIDR*, como del índice de daño de Park y Ang. Además, se constatan las correlaciones entre los desplazamientos para el *PP* y los desplazamientos máximos obtenidos en el análisis dinámico.

El primer parámetro mostrado en la Figura 5-15 es el *MIDR* calculado para las direcciones principales de la estructura. Se muestra la curva mediana y los márgenes de confianza en el percentil 5 y 95. El comportamiento mostrado en la curva mediana (que representa el percentil 50), es similar al comportamiento observado en el análisis de la estructura determinista. Sin embargo, se observa cómo en la dirección Y la curva mediana alcanza el nivel de desempeño de prevención al colapso (*CP*) al realizar la evaluación con una *PGA* cercano a 0.84g, mientras que para el análisis determinista se alcanza a una *PGA* de 0.72g.

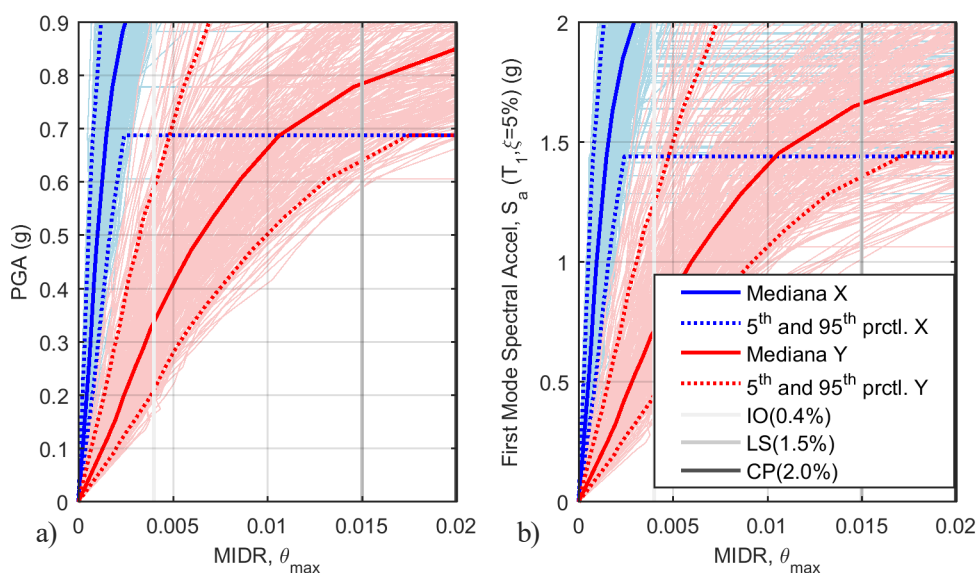


Figura 5-15. MIDR del análisis IDA para todos los casos analizados y sus curvas medianas y márgenes de confianza.

En la Figura 5-16 se compara el desplazamiento máximo mediano con el desplazamiento mediano para el *PP* obtenido con el análisis estático, ambos calculados en función de la *PGA*. El comportamiento es similar al observado al comparar los resultados del análisis determinista (ver Figura 4-23). En el caso probabilista, al utilizar la *PGA* se sobrestima el desplazamiento inelástico al utilizar el *PP*, pero al realizar la comparación con respecto a la aceleración espectral, los valores son muy similares. Esto no ocurre en el caso determinista, donde el desplazamiento para el *PP* subestima el desplazamiento del análisis dinámico tal y como se observa en la Figura 4-24, donde para cada valor del desplazamiento para el *PP*, se obtiene un desplazamiento máximo del análisis dinámico mayor.

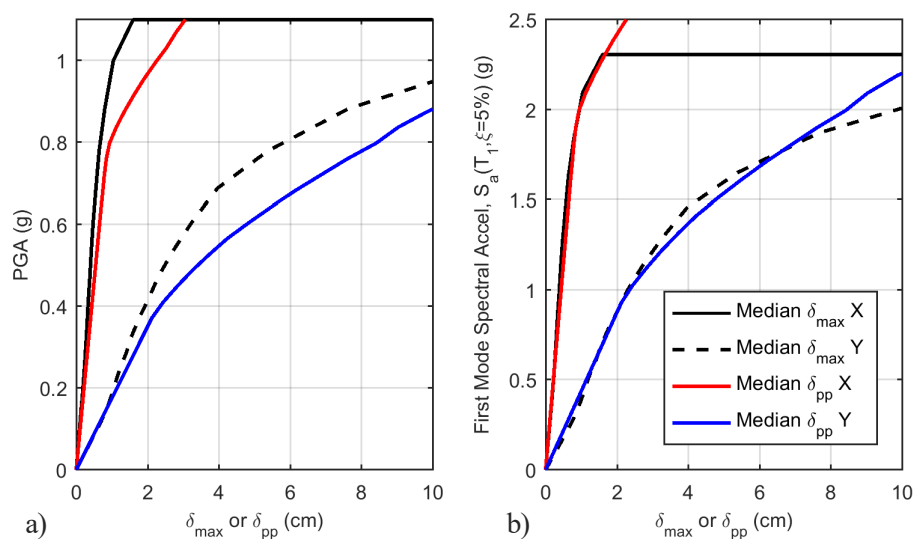


Figura 5-16. Comparación de desplazamiento medio para el PP y para el análisis dinámico, respecto a la variación en la acción sísmica para (a) la PGA y (b) la aceleración espectral para el primer modo.

Además, se observa que al realizar el análisis probabilista, a pesar de que el comportamiento mediano es muy similar al mostrado en el caso determinista, el nivel de desempeño último se alcanza a niveles más altos de demanda, lo cual se puede ver tanto en las curvas de *MIDR* como en la figura anterior. Con estos resultados, es posible hacer un cambio de variable en los desplazamientos y correlacionarlos entre sí, tal y como se muestra en la Figura 5-17.

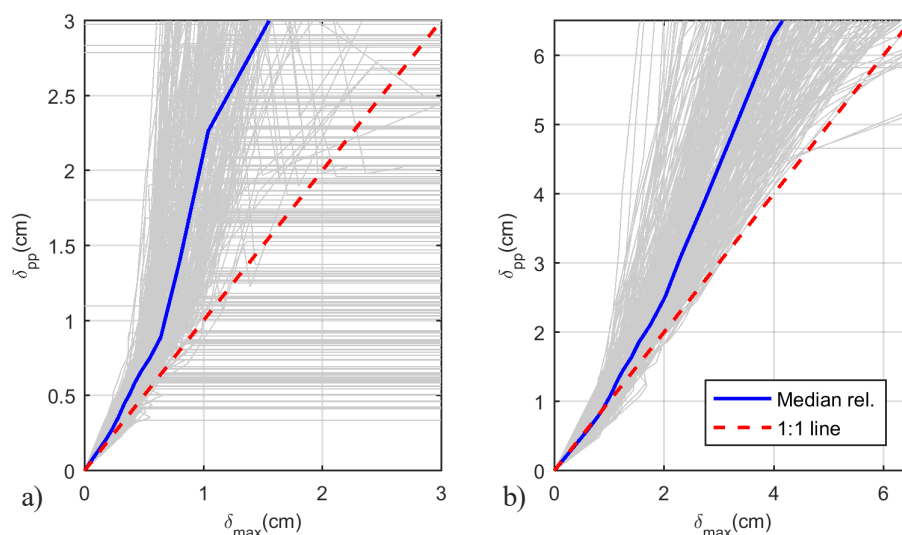


Figura 5-17. Relación entre los desplazamientos para el PP y el desplazamiento máximo del análisis dinámico y su relación mediana para (a) dirección X y (b) dirección Y.

El valor mediano de las relaciones indica, para ambas direcciones, que el desplazamiento para el *PP* sobrestima el desplazamiento máximo obtenido con los análisis dinámicos. Se observa también que en algunos casos para la dirección X, se presenta el colapso temprano ($\delta < 1$ cm); sin embargo, al aumentar el desplazamiento último

alcanzado en el análisis dinámico, cambia el patrón y se concluye que el análisis estático sobrestima los desplazamientos inelásticos máximos.

En la Figura 5-18 se muestra el índice de daño de Park y Ang (1985) en función de la PGA . El comportamiento observado en el análisis determinista se mantiene, mostrando un salto para una PGA superior a 0.1g, alcanzando un valor medio del índice de aproximadamente 0.25. A partir de ese punto, el crecimiento del índice de daño indica que las estructuras cumplen con los criterios de desempeño especificados por la norma sísmica. Para el valor de la PGA establecido por la norma de diseño (0.36g), el valor medio del índice de daño es de 0.3074, lo cual se considera como un daño moderado de acuerdo a los umbrales definidos.

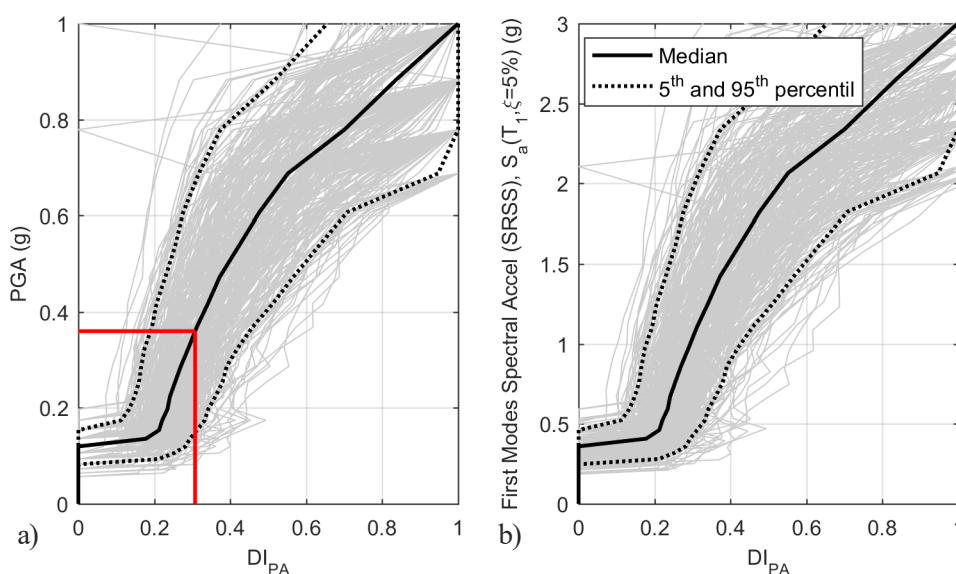


Figura 5-18. DI de Park y Ang como función de la (a) PGA y (b) la combinación SRSS de la S_a para el primer modo de las dos direcciones para los casos probabilistas.

5.6. RESUMEN Y CONCLUSIÓN

Para realizar el análisis probabilista, se consideran los parámetros del ajuste del modelo de histéresis además de la resistencia de la mampostería y su módulo de elasticidad como variables aleatorias. Se logra desarrollar en esta Tesis un muestreo eficiente de las variables, aplicando técnicas complejas como el *LHS* para garantizar que el proceso Monte Carlo genere una adecuada simulación del problema. Se observa una gran sensibilidad en las curvas de capacidad al variar los parámetros del modelo de histéresis de la mampostería, generando una gran dispersión en la ubicación de los puntos de desplazamiento último. Esto se traduce en una gran dispersión en todas las evaluaciones realizadas para las zonas de mayor plasticidad, como en las curvas de fragilidad al considerar los estados de daño Severo y Completo, o en las curvas obtenidas del análisis dinámico al observar la dispersión en el *MIDR*, además se observa el mismo patrón con las curvas del índice de daño de Park y Ang,

que incrementan la dispersión. Por su parte, los valores medianos muestran un buen acuerdo con las curvas del análisis determinista.

Se definen los valores medianos (percentil 50) y los márgenes de confianza de diferentes parámetros, como las curvas de fragilidad, las relaciones $PGA-\delta_{pp}$ (del análisis estático), $PGA-\delta_{max}$ (del análisis dinámico), $PGA-MIDR$ y curvas con el índice de daño de Park y Ang. Todas las evaluaciones indican que la dirección Y del análisis es efectivamente la dirección débil de la estructura, pero en general, la misma posee capacidad suficiente de acuerdo con el nivel de exigencia sísmica definido por el CSCR-10.

En general, se observa que los desplazamientos obtenidos para el PP en el análisis estático, sobrestiman el desplazamiento máximo de los análisis dinámicos, lo que se considera conservador y correcto. Los dos desplazamientos fueron correlacionados para iguales valores de PGA .

En síntesis, se puede concluir que el comportamiento de la estructura evaluada satisface bien los objetivos de desempeño esperados para estructuras de uso convencional, ya que los niveles de daño son entre leves y moderados para la demanda prevista por la norma de diseño y con un comportamiento menos frágil del que comúnmente se relaciona con estas estructuras.

Capítulo 6. ESTRUCTURAS TIPO DUAL DE CONCRETO REFORZADO (*EDCR*)

6.1. INTRODUCCIÓN

En Costa Rica las estructuras de concreto reforzado son las de mayor uso en edificios de mediana y gran altura. Para controlar las deformaciones, es común el uso de la tipología estructural Dual en estructuras de más de 10 niveles (CFIA, 2011), en la cual se combinan elementos con gran rigidez lateral, como los muros de corte, con sistemas más flexibles como los marcos rígidos. Este sistema ofrece una mayor flexibilidad a nivel arquitectónico, al permitir plantas con mayor libertad de espacios. A nivel de respuesta estructural, se reducen los desplazamientos tanto elásticos como inelásticos y el daño no estructural, en comparación con aquellas estructuras que únicamente utilizan marcos rígidos. Es de interés realizar una caracterización del comportamiento lineal y no lineal de este tipo de estructuras, especialmente al incorporar la variabilidad en las propiedades mecánicas de los materiales y en la demanda sísmica.

6.1.1. ANTECEDENTES

El uso de estructuras de concreto reforzado con sistema sismo resistente Dual se ha expandido por diferentes regiones del mundo, teniendo su mayor auge en la región de California durante la década de los 80. Aktan y Bertero (1984) describen las principales fortalezas y debilidades de este sistema estructural así como los principales criterios a tomar en cuenta en el diseño sísmico. Estas investigaciones propiciaron modificaciones en las normativas de diseño sismo resistente, exigiendo la implementación de elementos tales como las vigas de acople entre muros adyacentes y el confinamiento especial en los bordes de los muros de corte, entre otro gran número de requisitos del diseño y detallado de los elementos.

En Costa Rica a pesar de que este sistema estructural se empezó a utilizar desde hace más de 30 años, ha sido en los últimos años en qué se han desarrollado múltiples proyectos, tanto de uso habitacional como empresarial o comercial, principalmente (aunque no exclusivamente) en la zona Oeste de la ciudad capital. La altura de las estructuras construidas es variable pero, en general, sobrepasan los 10 niveles y tienen un máximo, a la fecha, de 27 niveles.

Para el análisis de esta tipología estructural, se utilizará como base el diseño de una estructura construida entre el año 2008 y 2010, que es de uso habitacional y tiene un total de 18 niveles. Esta estructura fue diseñada de acuerdo a los criterios del Código Sísmico de Costa Rica del año 2002 (CFIA, 2002). Sin embargo, y de acuerdo con los requisitos de la misma norma, se empleó para el diseño del concreto reforzado las recomendaciones de la norma ACI 318-08 (ACI Committee 318, 2008), que corresponde con la norma más reciente a la fecha en que se realizó el diseño.

A pesar de que el sistema estructural es ampliamente conocido y utilizado, no existen investigaciones realizadas para las condiciones de carga y demanda sísmica propias de Costa Rica, por lo que se considera de interés realizar el análisis del comportamiento del daño para esta tipología estructural.

6.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se realizará un análisis del comportamiento no lineal de una Estructura tipo Dual de Concreto Reforzado (*EDCR*) con 18 niveles de altura, que ha sido diseñada y construida para las condiciones estándar de Costa Rica. El análisis a realizar considerará tanto el comportamiento bajo condiciones deterministas, verificando el cumplimiento de los requisitos establecidos por la normativa sísmica vigente, como el análisis probabilista, el cual considera la variabilidad tanto en las principales propiedades mecánicas del concreto reforzado como en la demanda sísmica. El análisis estructural se realiza en el programa RUAUMOKO 3D (Carr, 2003), utilizando una de las leyes de histéresis definidas en dicho programa y que se explicará más adelante.

6.1.3. ESTRUCTURA DEL CAPÍTULO

El capítulo presenta inicialmente la definición del modelo de análisis a utilizar. Posteriormente se presentan los resultados del análisis estático no lineal para continuar con los resultados del análisis dinámico no lineal, para el caso determinista y probabilista. Finalmente, se realiza un resumen de los principales resultados y se presentan las principales conclusiones.

6.2. MODELO DE ANÁLISIS

Para modelar el comportamiento de la estructura de concreto reforzado, se consideran 3 tipos de elementos: Viga de Entrepiso, Columna Cuadrada y Muro Rectangular. El modelo cuenta con un tipo de viga de entrepiso (VC-1), dos tipos de columnas (RC-1 y RC-2) y tres muros de corte (MC-1, MC-2 y MC-3). El *EDCR* posee la distribución en planta mostrada en la Figura 6-1. Todos los elementos verticales son continuos desde la cimentación hasta el último nivel. El edificio tiene 3 niveles de parques subterráneos los cuales no son considerados debido al alto nivel de confinamiento que poseen por los muros de retención perimetrales, los cuales simulan un empotramiento a nivel de calle.

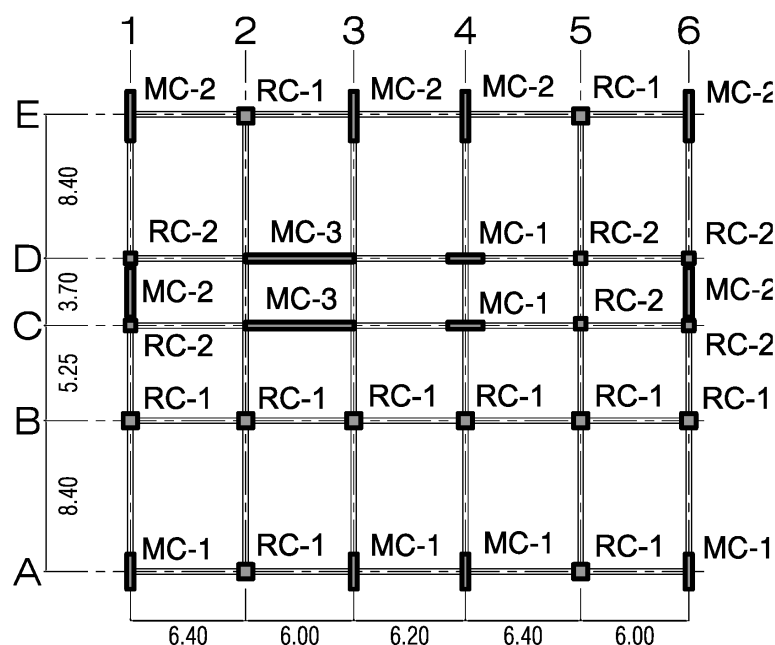


Figura 6-1. Distribución de elementos estructurales en planta para EDCR.

No se tiene pruebas de laboratorio que caractericen el comportamiento de los elementos estructurales a emplear, por lo que se han utilizado referencias bibliográficas para el modelado del comportamiento de los elementos. Se cuenta únicamente con una base de resultados de pruebas a compresión, realizada para el control de calidad del concreto en el proyecto utilizado como referencia.

La resistencia característica del concreto (f'_c) se establece en 35MPa, mientras que para acero de refuerzo se toma una resistencia característica a la fluencia (f_y) de 420MPa, cumpliendo con la norma ASTM A706 (ASTM, 2016b).

La distribución de cargas gravitacionales se realiza de manera uniforme sobre el área del entrepiso con una carga temporal de 20kN/m², requisito del CSCR-10 (CFIA, 2011) para uso residencial. La distribución de la masa

para efectos del análisis modal y el análisis dinámico se muestra en la Tabla 6-1. Se muestra la masa concentrada de cada nivel, así como la altura del nivel respecto al nivel inferior. Para el primer nivel, la altura corresponde a la altura desde el nivel de calle hasta el nivel de piso terminado. Las masas concentradas en la dirección X (Mx) y en la dirección Y (My), consideran todas las cargas permanentes, incluyendo el peso de los elementos estructurales (determinado de manera automática por el programa de análisis), el peso del entrepiso y el peso de los acabados. Además, de acuerdo con el CSCR-10 (CFIA, 2011), para el análisis modal y dinámico bajo acciones sísmicas, se incluye un 15% de las cargas temporales para los niveles con uso habitacional y 0% para el último nivel.

Además de esto, se incluye en el centro de masa, la contribución en términos de masa rotacional de las cargas de entrepiso. Para esto se excluye el peso de los elementos, pues el programa determina de manera automática la contribución a la masa rotacional del peso de cada elemento, concentrando la masa en los nodos y realizando la traslación por el teorema de ejes paralelos hasta el nodo maestro que es donde se encuentra el centro de masa.

Para las masas distribuidas, se considera que al estar uniformemente distribuidas sobre el área del entrepiso, la masa rotacional será aproximadamente igual a la de un rectángulo con masa uniforme, en la que se aplica la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} Mrz &= M \frac{I_x + I_y}{A} \\ Mrz &= M \frac{(Dx^2 + Dy^2)}{12} \end{aligned} \quad 6-1$$

donde I_x y I_y corresponden a los momentos de inercia de la losa o segundos momentos de área, mientras que A corresponde al área de la misma y M a la masa, que en nuestro caso corresponde a Mx o My. Si se considera que el entrepiso es un rectángulo con dimensiones Dx y Dy, entonces la ecuación se puede simplificar al reducir los términos correspondientes y para el caso en estudio, corresponderá a 400229kN-m², pues la masa adicional en cada nivel es de 2426kN.

Todas las masas se dan en formato de peso, pues el programa de análisis transforma las mismas a masas de manera interna (Carr, 2003). Al concentrar las masas en cada nivel, se garantiza que el análisis modal es más efectivo. El no incluir la masa rotacional podría conllevar a un error al subestimar los periodos de los modos rotacionales, que para el caso de estructuras con asimetría en la distribución del sistema de resistencia puede tener una influencia considerable en la respuesta de la estructura ante acciones dinámica y al realizar un análisis tridimensional como en este caso.

6.2.1. ELEMENTOS EN FLEXIÓN

La viga de entrepiso (VC-1) tiene una sección transversal con 30 cm de base y 70 cm de peralte (véase Figura 6-2). El modelo empleado contiene 2 posibles zonas de formación de rotulas plásticas ubicadas en los extremos

del elemento. En estos puntos se dispone de un nivel alto de confinamiento con refuerzo transversal, con el objetivo de garantizar el comportamiento dúctil de la sección para deformaciones inelásticas altas, evitando la pérdida de concreto en la sección por falla a compresión o cortante. En la Figura 6-2 se muestra un diagrama con la sección transversal y las características de tipo y ubicación de refuerzo en forma de barras corrugadas de acero.

Tabla 6-1. Distribución de masas concentradas en altura para EDCR.

Nivel	Altura del nivel (m)	Altura acumulada (m)	Mx (kN)	My (kN)	Mrz (kN-m ²)
1	5	5.00	6345	6345	400229
2	3.5	8.50	6345	6345	400229
3	3.57	12.07	6345	6345	400229
4	3.57	15.64	6345	6345	400229
5	3.57	19.21	6345	6345	400229
6	3.57	22.78	6345	6345	400229
7	3.57	26.35	6345	6345	400229
8	3.57	29.92	6345	6345	400229
9	3.57	33.49	6345	6345	400229
10	3.57	37.06	6345	6345	400229
11	3.57	40.63	6345	6345	400229
12	3.57	44.20	6345	6345	400229
13	3.57	47.77	6345	6345	400229
14	3.57	51.34	6345	6345	400229
15	3.57	54.91	6345	6345	400229
16	3.74	58.65	6345	6345	400229
17	3.74	62.39	6345	6345	400229
18	3.74	66.13	5361	5361	400229

Para el refuerzo mostrado, la capacidad en flexión a considerar para los análisis deterministas es de $M_y^+ = 422kNm$ y $M_y^- = 495kNm$, mientras que para el caso de la capacidad en cortante, se toma un valor de $V_n = 850kN$. Debido a la distribución de las cargas y al efecto de las acciones sísmicas no se espera la formación de rótulas plásticas en otros puntos del elemento, por lo que no es necesario determinar la capacidad de otras secciones transversales del elemento.

Para la determinación del comportamiento inelástico, se ha considerado el modelo de elemento de una componente de Giberson (1967), el cual simplifica el problema al eliminar el comportamiento biaxial, que para este tipo de elementos no se considera relevante. Además, permite emplear modelos de histéresis más complejos, seleccionando ecuaciones que describan el comportamiento de la relación Momento-Curvatura para los resortes empleados en las rótulas plásticas.

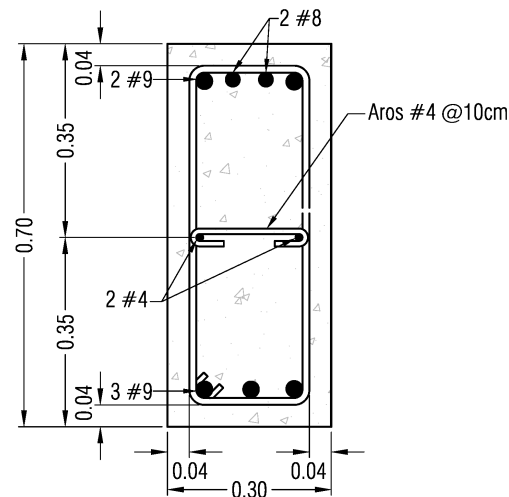


Figura 6-2. Sección transversal de viga VC-1 para modelo EDCR, todas las unidades en metros salvo indicación, el diámetro del refuerzo se da en octavos de pulgada.

Para calcular el comportamiento de la histéresis, se emplea el modelo de Takeda Modificado (Otani, 1974) con un valor de α o factor de rigidez en la descarga igual a 0.25 y β o factor de rigidez en la recarga de 0.20. Este modelo emplea una curva bilineal que es más simple que el modelo Takeda original, pero conserva sus principales características en la sección no lineal (Saidi y Sozen, 1979). El esquema general del modelo se muestra en la Figura 6-3 (a), que es tomada del manual de RUAUMOKO 3D (Carr, 2003), mientras que en la Figura 6-3 (b) se muestra un ejemplo de la respuesta obtenida para la sección VC-1 con el modelo seleccionado, remarcando los valores de capacidad ya mencionados, k_o representa la rigidez elástica de la sección, mientras que F_y es la fuerza para el punto de fluencia. En estas imágenes se observa el efecto de la rigidez posterior al punto de fluencia con un factor r del 1%, además del efecto de la rigidez de recarga que lleva el desplazamiento hasta el punto de fluencia del ciclo anterior.

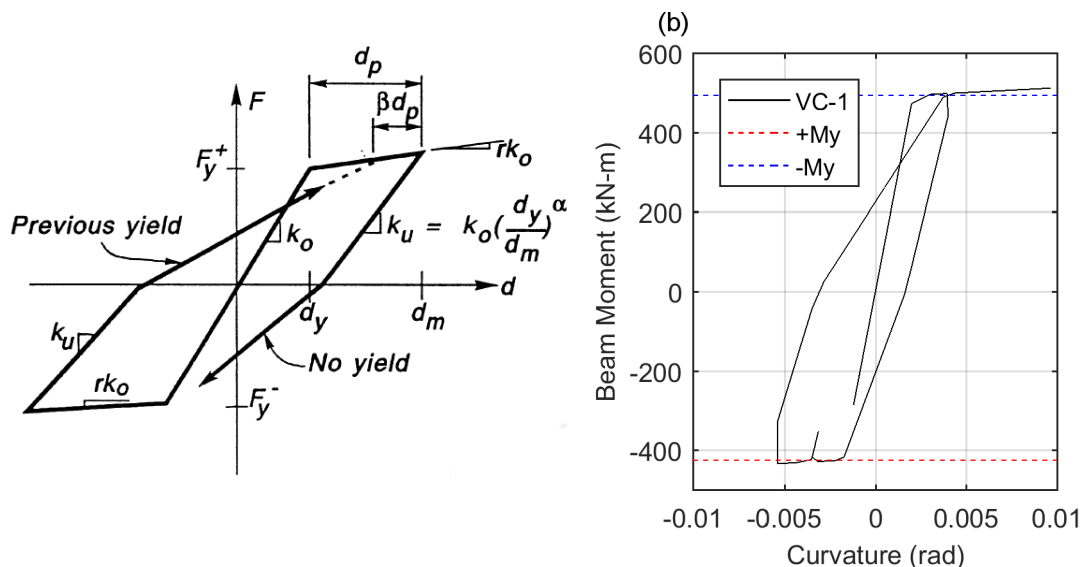


Figura 6-3. (a) Descripción de curva de histéresis de Takeda Modificado (Carr, 2003). (b) Ejemplo de respuesta para viga VC-1. Con modelo histérico.

6.2.2. ELEMENTOS EN FLEXO-COMPRESIÓN

Los elementos en flexo-compresión, como las columnas y los muros de corte, se modelan como elementos tipo Frame que, al igual que las vigas, siguen el modelo de una componente no lineal de Giberson (1967). La diferencia en el comportamiento de los elementos en flexo-compresión respecto a los de flexión, es que el modelo empleado debe considerar el efecto de la carga axial en la variación del momento de fluencia, en donde una mayor carga axial aumenta el momento de fluencia y, a su vez, disminuye la ductilidad del elemento. La distribución del refuerzo y las dimensiones de las secciones RC-1 y RC-2 se muestran en la Figura 6-4, mientras que en la Figura 6-5 se observan las secciones transversales de los muros de concreto MC-1, MC-2 y MC-3.

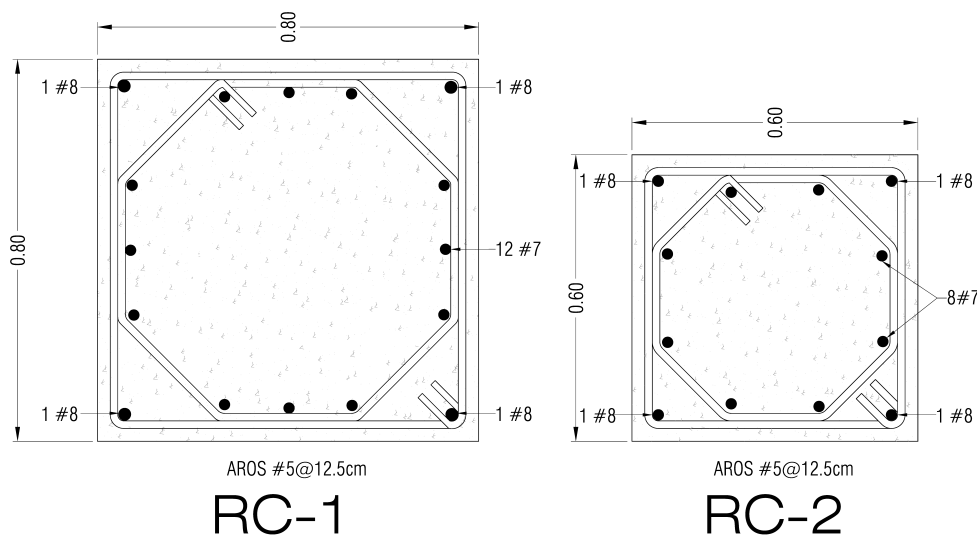


Figura 6-4. Sección transversal de columnas RC-1 y RC-2, todas las unidades en metros salvo indicación, el diámetro del refuerzo se da en octavos de pulgada.

En la sección transversal de las columnas se utiliza un aro doble, que se compone de un aro rectangular combinado con un aro octagonal. Esto se debe a la exigencia de refuerzo por confinamiento del CSCR-10, que busca proteger las zonas de la posible formación de rotulas plásticas de la falla por cortante. Además de aumentar la capacidad en cortante, se ha comprobado que el refuerzo transversal por confinamiento incrementa la competencia en compresión del concreto, mejorando la capacidad tanto en carga axial como en flexión (Paulay y Priestley, 1992).

Los muros de corte son diseñados como elementos en flexo-compresión, pero considerando las altas exigencias en cortante, lo que hace frecuente el uso de dos capas de acero en forma de malla en las caras del muro, con elementos de borde en los extremos. Los bordes, además de contar con un nivel de confinamiento alto para

poder soportar los desplazamientos y concentración de esfuerzos, incrementan la capacidad en flexión al disponer de una mayor cantidad de refuerzo longitudinal. Se utilizan además amarres complementarios en el alma de los muros para confinar las barras longitudinales y evitar la falla por pandeo. El diseño de los elementos se resume en la Tabla 6-2, que muestra también la capacidad obtenida para cada elemento.

Tabla 6-2. Resumen de capacidad calculada para elementos en flexo-compresión
(ver explicación en el texto).

Sección	P_c [kN]	P_{bal} [kN]	M_{bal} [kN-m]	M_0 [kN-m]	P_t [kN]	V_c [kN]
RC-1	21963	8372	2564	931	2952	2812
RC-2	12354	4616	1136	500	1852	540
MC-1	26768	11027	9187	2745	3203	1727
MC-2	37749	14873	15794	5589	4445	2428
MC-3	123543	52887	123166	35788	14816	7049

En esta tabla P_c corresponde a la capacidad en compresión pura, P_{bal} y M_{bal} son las coordenadas para el punto de falla balanceada, que corresponde al punto en que se da la deformación de fluencia para la capa más externa de acero en tensión y se alcanza el valor en deformación unitaria del concreto correspondiente a 0.003 que se relaciona con el inicio de la ruptura, ambas al mismo tiempo (ACI Committee 318, 2008), M_0 es el momento para el caso de flexión pura (sin carga axial), P_t es la capacidad en tensión pura y V_c es la capacidad en cortante.

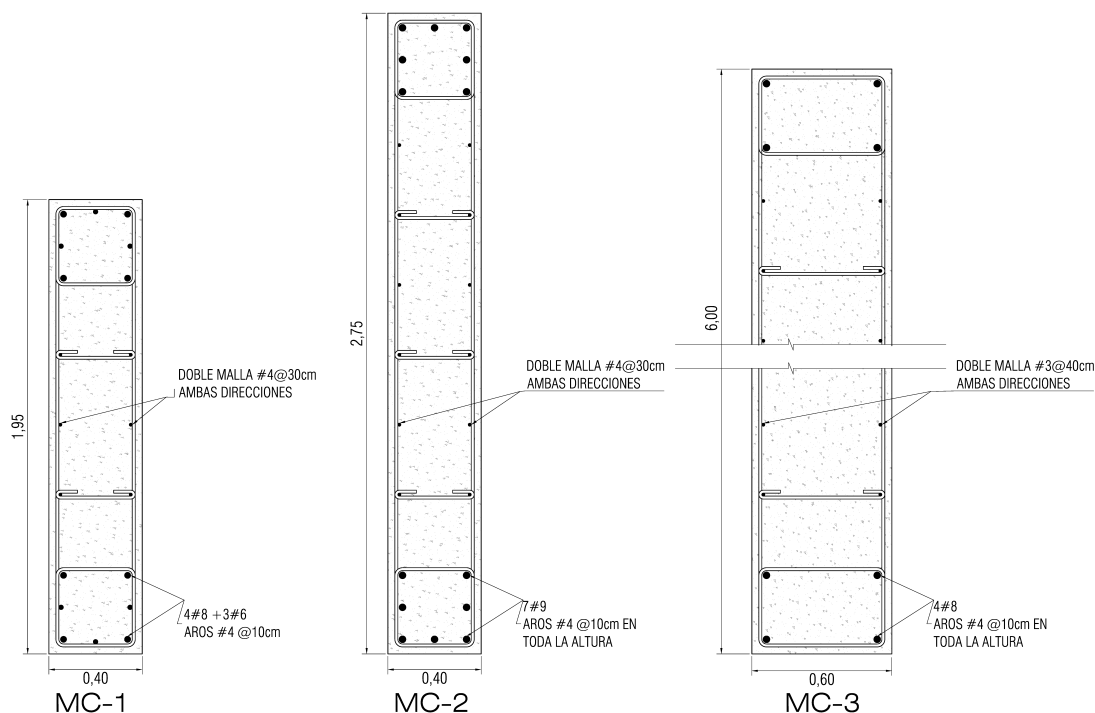


Figura 6-5. Sección transversal de muros MC-1, MC-2 y MC-3, todas las unidades en metros salvo indicación, el diámetro del refuerzo se da en octavos de pulgada.

El momento de fluencia de secciones en flexo-compresión está condicionado por el estado de esfuerzo combinado de la carga axial y la flexión. Esta interacción se representa con una superficie de falla, que se suele mostrar con una gráfica de la carga axial contra el momento (P-M). En la Figura 6-6 se muestran los diagramas de interacción para los elementos empleados en el modelo *EDCR*. Estos diagramas no poseen factores de reducción en la capacidad, los cuales son usualmente aplicados de acuerdo a la metodología de diseño que utilizan las normas actuales.

Es claro que el muro MC-3 tiene una capacidad, tanto en carga axial como en flexión, muy superior a todos los demás elementos. Estos muros son los responsables del comportamiento o desempeño de la estructura en la dirección X de análisis. Para la construcción de este tipo de elementos se aprovechan los ductos de escaleras o elevadores que permiten colocar muros de mayor extensión.

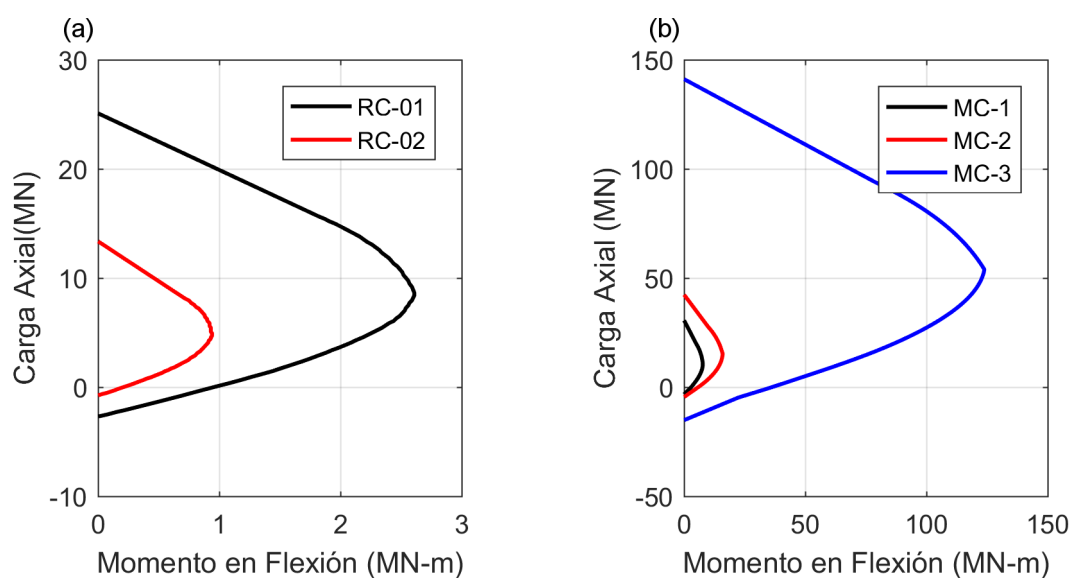


Figura 6-6. Diagramas de interacción P-M para (a) RC-1 y RC-2 (b) MC-1, MC-2 y RC-3.

Para el análisis de las rotulas plásticas de los elementos en flexo-compresión, se ha tomado el modelo de Takeda revisado con degradación tri-lineal (Saidi y Sozen, 1979). Este modelo es más refinado que el modelo Takeda modificado, pero más simple que el de Takeda Original.

En la Figura 6-7 se muestra la descripción básica del modelo de histéresis y un ejemplo del resultado al aplicar el modelo en el muro MC-01 para dos condiciones de carga axial ($P_c=0$ y $P_c=1000\text{kN}$). Se puede apreciar que al aumentar la carga, se produce un aumento en la capacidad máxima a flexión. Existen condiciones de carga axial por encima del punto de carga balanceada; en estos casos se reduce drásticamente la capacidad en flexión y la ductilidad del elemento. En la *EDCR* no se espera que se presente esta condición, pues el procedimiento de diseño es sumamente conservador en la zona de carga axial en compresión, garantizando que exista siempre una capacidad remanente adecuada.

El modelo de Takeda Revisado (véase la Figura 6-7a) requiere de 8 parámetros para su definición. Debido a que no se cuenta con información de pruebas de laboratorio en elementos con características similares a las empleadas en la EDCR, como sí lo fue para el caso de las estructuras de mampostería, los parámetros se consideran de manera determinista. En la Tabla 6-3 se muestran los valores seleccionados para el modelo de histéresis.

Tabla 6-3. Parámetros descriptivos del modelo de histéresis de Takeda Revisado con degradación Tri-lineal (Carr, 2003).

α	β	γ	δ	φ	$FCRP$	$FCRN$	r
0.9	0.9	0.0	0.0	1.0	0.8	0.8	0.05

Las variables α y β son el factor de rigidez bi-lineal, para el tramo positivo y negativo respectivamente, aplicados después del punto de agrietamiento que se define con el factor $FCRP$ y $FCRN$, dado como una proporción de la capacidad en fluencia. El factor de forma en la descarga se define con γ y el factor de intersección en la recarga δ , ambos se toman como cero para mantener el lazo uniforme con los ciclos. La relación entre la rigidez de tensión y de compresión se define mediante el parámetro φ que, para este caso y por tratarse de secciones simétricas, se toma como 1.0. Finalmente r es el factor de rigidez tri-lineal que corresponde, igual que para el caso de flexión pura, a un 5% de la rigidez elástica. Para la definición de cada parámetro, además de los resultados del estudio paramétrico de Esquivel (1992), quien realizó el estudio de algunos factores, se eligió el rango de valores recomendados en el manual de RUAUMOKO (Carr, 2003).

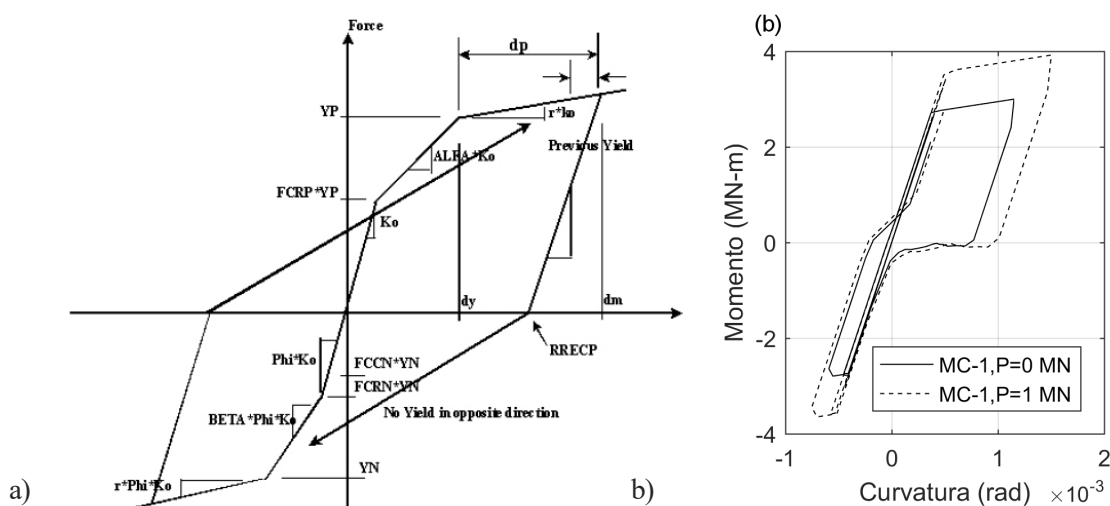


Figura 6-7. (a) Descripción de modelo de histéresis de Takeda Revisado con degradación Tri-lineal (Carr, 2003), (b) muestra de comportamiento para muro MC-1 con dos condiciones de carga axial distintas.

Finalmente, debido a que la fuerza de cortante es un criterio de suma relevancia en los análisis con cargas sísmicas y especialmente para el caso de los muros de corte, se utiliza un modelo de histéresis para la fuerza de corte que considera el posible efecto inelástico de la sección. El modelo de histéresis aplicado es el SINA (Saidi y Sozen, 1979), el cual considera un comportamiento tri-lineal (Figura 6-8). Este modelo además estima

que la degradación de resistencia se relaciona con el nivel de daño en flexión, definido con un valor de ductilidad en flexión (φ), a partir del cual se considera únicamente un valor de la fuerza remanente en la sección. Los valores considerados para definir el modelo se muestran en la Tabla 6-4.

Tabla 6-4. Parámetros descriptivos del modelo de histéresis de SINA (Carr, 2003).

α	β	r	F_{cr}	μ	V_{res}	φ	P_{res}
0.5	0.5	0.01	0.85	5.0	0.65	5.0	0.50

Los valores α , β y r corresponden a los parámetros de rigidez bi-lineal y tri-lineal, y μ es la ductilidad en cortante a partir de la cual se detiene la degradación de la fuerza, la cual toma un valor mínimo con una relación respecto al valor máximo de V_{res} . Cuando el control de la sección está dado por la flexión, φ y P_{res} representan el mismo concepto que μ y V_{res} , pero ahora para el caso de la ductilidad por flexión. Para definir estos valores, se tomó como referencia la recomendación dada en ASCE 41 (ASCE, 2014), considerando el caso de elementos con diseño óptimo. El valor de cortante residual varía dependiendo de las condiciones de carga, por lo que se tomó un valor inferior al recomendado para el estado esperado en la estructura.

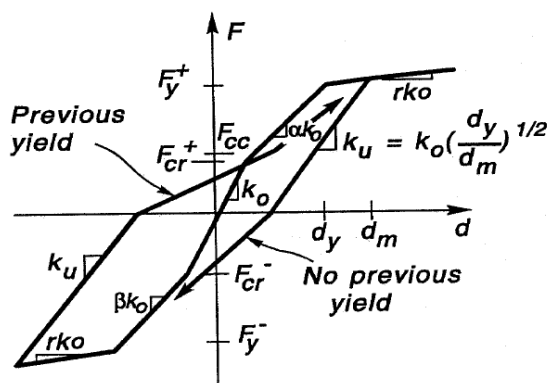


Figura 6-8. Modelo SINA para comportamiento no lineal en cortante (Carr, 2003).

6.2.3. COMPORTAMIENTO ELÁSTICO DE LA EDCR

El análisis elástico permite definir los modos de oscilación en las direcciones principales y sus correspondientes periodos naturales. En la Tabla 6-5 se resume la principal información del análisis modal para los 3 primeros modos en dos direcciones. Al realizar este tipo de determinación, se consideran los modos necesarios para alcanzar el 90% de la masa participativa, cuyo periodo es tomado en cuenta para definir el rango de periodos a seleccionar en los registros de aceleración; En la Tabla 4-5 no se muestran los modos que tienen una masa participativa inferior al 2%.

En la Figura 6-9 se muestran las formas modales en ambas direcciones con desplazamientos normalizados. El comportamiento es muy similar en ambas direcciones, lo cual se debe a la cercanía de los periodos de vibración. Se aprecia en la deformación del primer modo que el comportamiento concuerda con lo esperado para las estructuras tipo Dual, que se distingue por presentar un comportamiento mixto entre las estructuras tipo marco, donde la tasa de crecimiento en los desplazamientos se reduce en la parte superior de la estructura, y las estructuras tipo muro, donde los desplazamientos se asemejan al comportamiento de una viga en voladizo con empotramiento en la base.

Tabla 6-5. Periodos naturales para los principales modos de oscilación traslacionales.

	Modo	Periodo (seg)	% Masa participativa	%Masa acumulada
Dir. X	1	2.155	75	75
	2	0.739	10	85
	3	0.486	2	87
Dir. Y	1	2.311	73	73
	2	0.790	9	82
	3	0.496	3	85

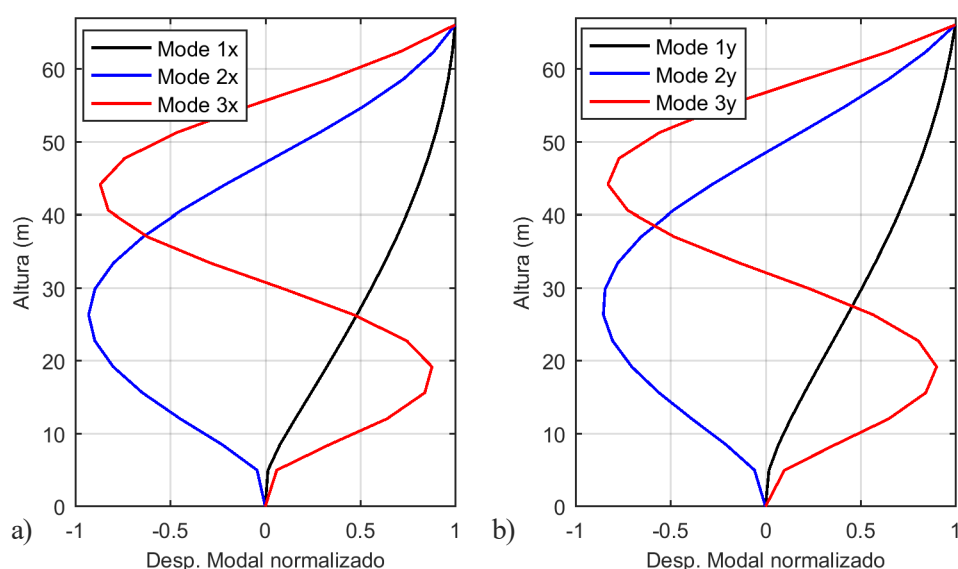


Figura 6-9. Formas modales normalizadas para EDCR en (a) dirección X y (b) dirección Y (derecha).

6.3. ANÁLISIS DETERMINISTA

El análisis determinista se realiza en dos etapas. La primera corresponde al análisis no lineal estático (*ANLE*), de acuerdo con la metodología propuesta en el marco del proyecto Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003), con el cual se obtiene la curva de capacidad, el espectro de capacidad y las curvas de fragilidad. La segunda etapa consiste en realizar un análisis no lineal dinámico (*ANLD*), que sigue el esquema propuesto por Vamvatsikos y Cornell (2002), pero con una selección de demanda sísmica acorde con las exigencias del

Código Sísmico de Costa Rica (CFIA, 2011). En cada caso se evalúan los objetivos de desempeño presentes en la norma sísmica y se verifica el cumplimiento, o no, de los mismos.

6.3.1. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (*ANLE*)

El análisis estático no lineal es una herramienta ampliamente conocida y validada, para la evaluación de la capacidad estructural y la vulnerabilidad sísmica. El método utilizado se conoce como “Método de capacidad espectral” (Freeman et al., 1975). Múltiples documentos técnicos que describen el procedimiento han sido publicados, pero el más empleado como referencia es el ATC-40 (ATC, 1996). A continuación se presentan los principales resultados del análisis estático no lineal para el modelo de la *EDCR*. Las principales consideraciones de este método han sido explicadas en el capítulo 4.

Análisis de Capacidad

Se emplean dos criterios para determinar el punto capacidad última: (i) el análisis se prolonga hasta el punto de capacidad máxima de la estructura, que se relaciona con la inestabilidad en el modelo o falta de convergencia en la solución (Carr, 2003) o (ii) el análisis se prolonga hasta que se alcance una deformación relativa entre pisos (*Drift*) máxima igual o superior a 0.02, que se considera el límite de prevención del colapso para estructuras de concreto reforzado dúctiles con muros de corte en el mismo material (ASCE, 2014), que es un método aplicado en otros estudios de estructuras de concreto reforzado (Liu, 2001). Para el caso determinista, el criterio de falla alcanzado corresponde con el valor de la deriva entre niveles, lo cual, tal y como se observa en la Figura 6-10, no implica que se posean desplazamientos iguales. En la dirección Y del análisis el mecanismo de falla combina rotulas plásticas en varios niveles lo que incrementa el desplazamiento máximo en el techo. Para la dirección X, las derivas máximas indican que el mecanismo de colapso concentra el desplazamiento inelástico en pocos niveles cercanos al punto definido como estado límite para el colapso.

Para estructuras de varios niveles como la evaluada en éste capítulo, se sabe que existe una mayor influencia de los modos superiores en el comportamiento dinámico de la estructura (lo cual se intuye de la participación modal), por lo que se ha discutido en otros proyectos sobre los problemas de aplicar técnicas simplificadas de análisis no lineal como el *Pushover* (Chopra, 2007; Kalkan y Chopra, 2010; Pareja et al., 2005). Para solventar estos problemas, se pueden emplear métodos más complejos como el *Pushover modal* (Chopra y Goel, 2001) o el *Pushover adaptativo* (Abbasnia et al., 2013; Satyarno, 2000) que posee múltiples implementaciones.

Para esta tesis se decide seguir con el uso del *Pushover* convencional utilizando el patrón de carga definido por la forma del primer modo en cada dirección. El *Pushover* adaptativo en la versión implementada en el programa empleado para el análisis, posee criterios para definir el punto de colapso que se consideran muy conservadores pues en general el criterio que rige se relaciona con la pérdida de capacidad lateral (Carr, 2003),

por lo que no es posible observar el comportamiento de la estructura después del punto de capacidad máxima (Pareja et al., 2005).

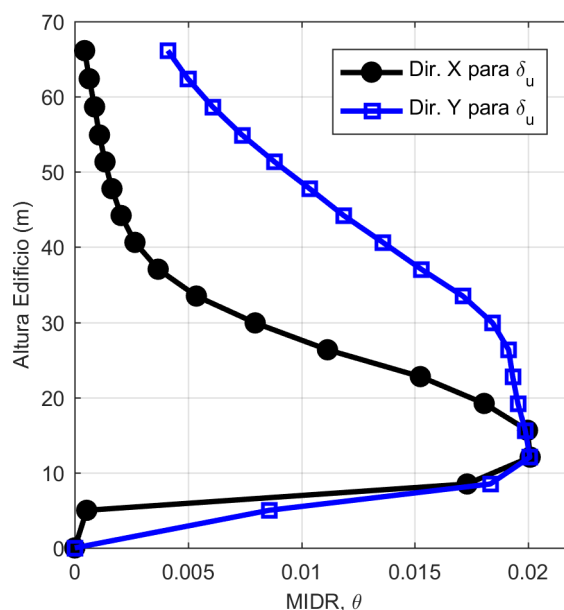


Figura 6-10. MIDR para la condición de desplazamiento último en las curvas de capacidad en las direcciones X y Y para EDCR.

En la Figura 6-11 se muestran las curvas de capacidad en combinación con los espectros de capacidad en las dos direcciones de análisis, empleando un gráfico de doble eje tanto vertical como horizontal para la representación.

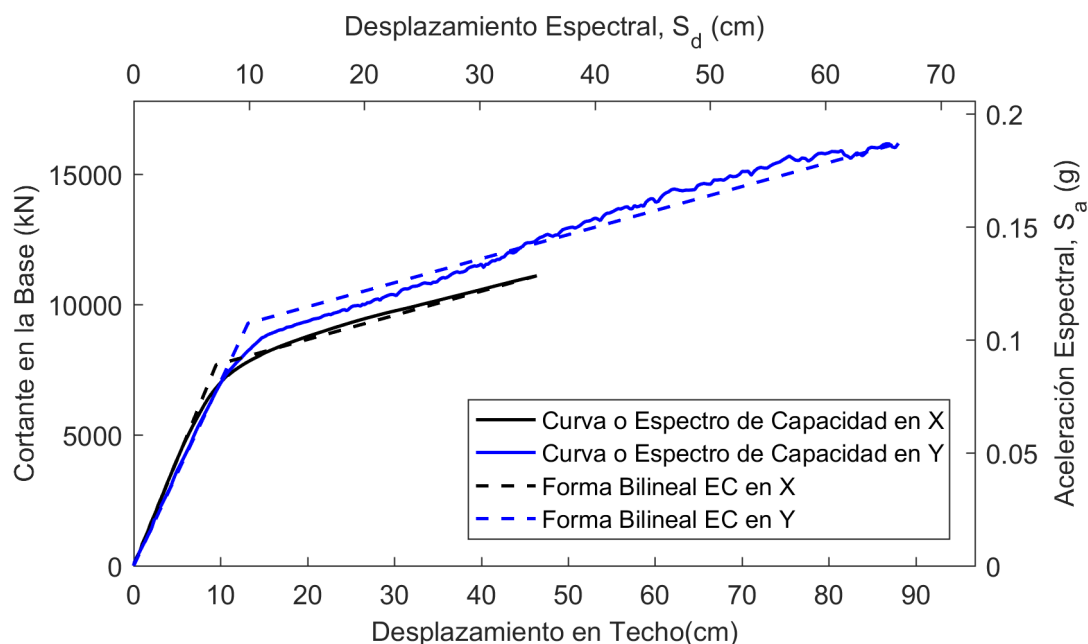


Figura 6-11. Curvas y Espectros de capacidad en las direcciones X y Y para EDCR. Se muestran también las formas bilineales correspondientes.

En la dirección X la estructura posee una ductilidad intrínseca, definida como la relación entre el desplazamiento último y el de fluencia, de 4.98 y en la dirección Y de 6.88. Esta ductilidad corresponde al punto de capacidad última y se define como la máxima ductilidad que se puede considerar. La ductilidad intrínseca, en ambas direcciones, es mayor a la asignada para el diseño ($\mu = 4.0$) de acuerdo con el CSCR-10 (CFIA, 2011).

Para estimar el nivel de funcionamiento de la estructura para un nivel de amenaza dado, se determina el punto de capacidad por demanda o punto de desempeño (*Performance Point, PP*) utilizando la técnica de Chopra y Goel (1999). En ella se utilizan espectros de amenaza con ductilidad constante, los cuales son intersecados con el espectro de capacidad hasta ubicar el punto en qué la ductilidad por desplazamiento iguala a la ductilidad del espectro de demanda con ductilidad constante. En este caso, se emplea la reducción por ductilidad constante propuesta por Fajfar (1999).

En la Figura 6-12 se muestra el *PP* para cada dirección, comprobando que la ductilidad de demanda para el *PP* es menor a la ductilidad asignada en el proceso de diseño, tal y como es solicitado por el CSR-10 (CFIA, 2011). Para la evaluación se ha considerado un espectro de zona sísmica III y una aceleración de diseño de 0.36 g, lo cual corresponde con un estrato de suelo blando.

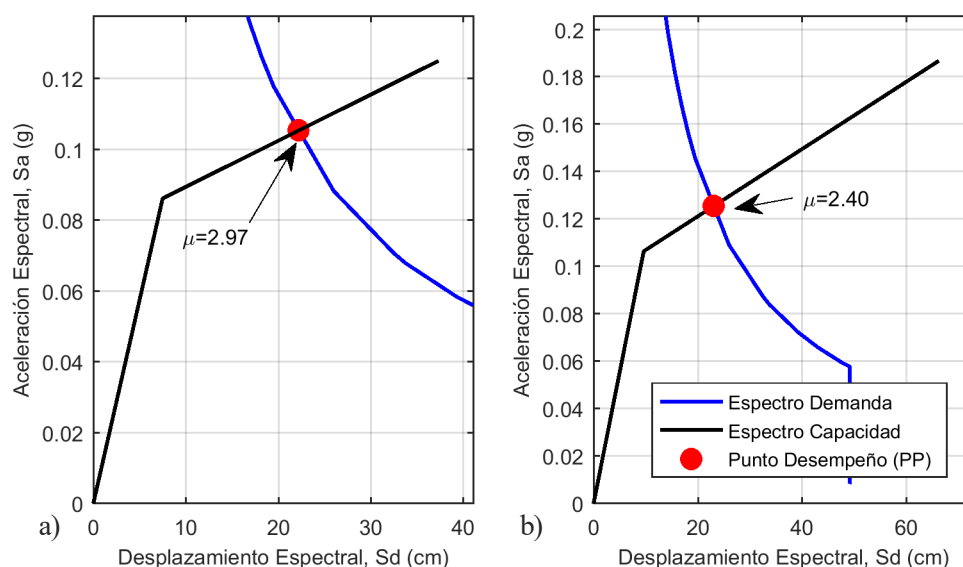


Figura 6-12. Ubicación del PP para la EDCR en (a) la direcciones X y (b) dirección Y.

Estados de daño y Curvas de Fragilidad

Las curvas de fragilidad son determinadas de acuerdo con el procedimiento LM2 de Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003), en el que se emplean 5 estados discretos de daño: Nulo, Leve, Moderado, Severo y Completo. Los umbrales de cada estado de daño se definen de acuerdo con el desplazamiento del espectro de capacidad en las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned}
 \text{Daño Leve} \quad ds_1 &= 0.7D_y \\
 \text{Daño Moderado} \quad ds_2 &= D_y \\
 \text{Daño Severo} \quad ds_3 &= D_y + (D_u - D_y)0.25 \\
 \text{Daño Completo} \quad ds_4 &= D_u
 \end{aligned}
 \tag{6-2}$$

Para cada nivel de daño se considera que el desplazamiento del umbral está correlacionado con una probabilidad de excedencia de 0.50 y el ajuste de las curvas se realiza considerando que la misma se comporta como una función log-normal con la siguiente forma:

$$P[d \geq ds_i | Sd] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_i}} \ln \left(\frac{Sd}{\bar{Sd}_{ds_i}} \right) \right]
 \tag{6-3}$$

donde $\ln \bar{Sd}_{ds_i}$ es el valor medio del logaritmo natural del desplazamiento espectral y β_{ds_i} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño ds_i y Φ representa la función acumulativa.

En la Figura 6-13 se muestra el ajuste para las curvas de fragilidad de los 4 estados de daño no nulos. En la Tabla 4-6 se da el resumen de las probabilidades de excedencia para los diferentes estados de daño al ser ajustados con la distribución binomial, mientras que en la Tabla 4-7 se da el valor de los parámetros de ajuste de las curvas de fragilidad al emplear una función log-normal.

Tabla 6-6 Matriz de probabilidad de excedencia determinados con la función Binomial.

Estado de Daño	S_{d1}	S_{d2}	S_{d3}	S_{d4}
Leve	0.500	0.858	0.978	0.999
Moderado	0.122	0.500	0.837	0.986
Severo	0.014	0.163	0.500	0.878
Completo	0.001	0.022	0.142	0.500

Tabla 6-7 Parámetros de ajuste de las curvas de fragilidad para una función acumulativa log-normal.

Estado de Daño	μ_x (cm)	μ_y (cm)	β_x	β_y
Leve	5.25	6.74	0.34	0.33
Moderado	7.50	9.64	0.50	0.62
Severo	15.0	23.8	0.69	0.83
Completo	37.4	66.34	0.84	0.95

En la Figura 6-13 se ha incluido la curva de daño medio y la evaluación correspondiente para el desplazamiento del PP en cada una de las dos direcciones. El estado de daño medio se obtiene al ponderar la probabilidad que

presenta cada estado de daño con la siguiente relación, donde n representa los estados de daño no nulos, que en este caso son 4 y val_{ds_i} toma el valor numérico del índice del estado de daño, es decir, el valor de i .

$$DM(Sd) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P[d = ds_i | Sd] \cdot val_{ds_i} \quad 6-4$$

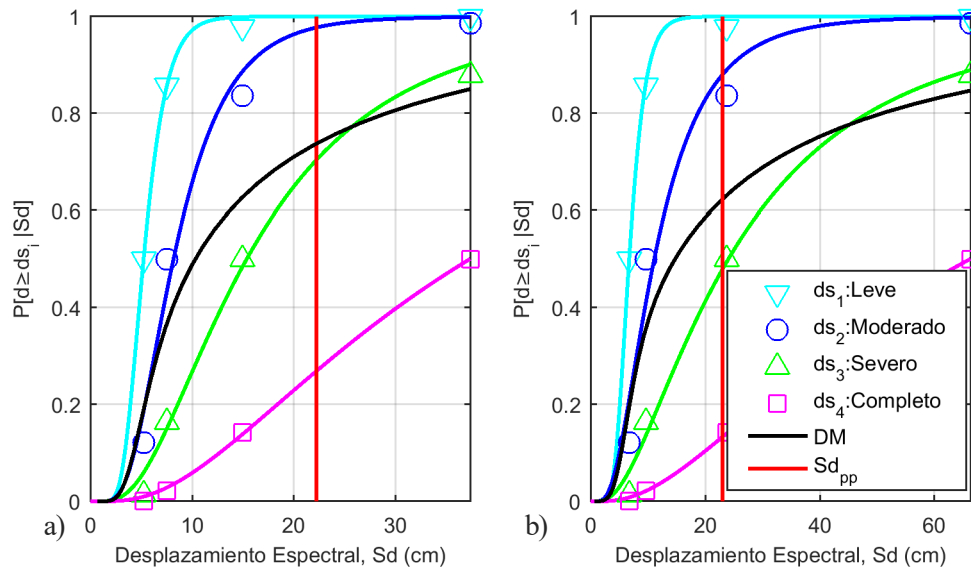


Figura 6-13 Curvas de fragilidad para EDCR en (a) la direcciones X y (b) dirección Y.

La curva de daño medio normalizada condensa la información de las curvas de fragilidad en una sola curva, a partir de la cual es posible (usando una distribución binomial) obtener las curvas que le dieron origen. En el caso de la evaluación determinista, para el PP se obtiene un daño medio de 0.734 para la dirección X y de 0.620 para la dirección Y, que corresponden respectivamente a estados de daño medio de 2.9 y 2.5, valores que indican que el daño más probable corresponde a un daño entre los estados 2 (Moderado) y 3 (Severo). Para este nivel de daño, aunque la probabilidad de colapso no es nula, particularmente cuando la probabilidad de severo es alta, se considera aceptable de acuerdo a los objetivos de desempeño establecidos en el CSCR-10 (CFIA, 2011), que solicita que para el nivel de demanda utilizado en la evaluación, se garantice la seguridad a la vida.

En la Figura 6-14a se muestra la relación que se genera al evaluar el PP con diferentes niveles de amenaza, tomando la PGA del espectro de diseño elástico como variable de amenaza a incrementar. Al determinar, para cada PP , el nivel de daño medio, es posible graficar su relación con el desplazamiento espectral para el PP (Figura 6-14b). En ésta figura se han trasladado los valores correspondientes a la evaluación de la amenaza de acuerdo a la solicitud de la norma de diseño. Se puede establecer que la dirección X del análisis es la dirección débil de la estructura, pues para iguales valores en la PGA tendrá mayor probabilidad de colapso y un factor de daño medio mayor.

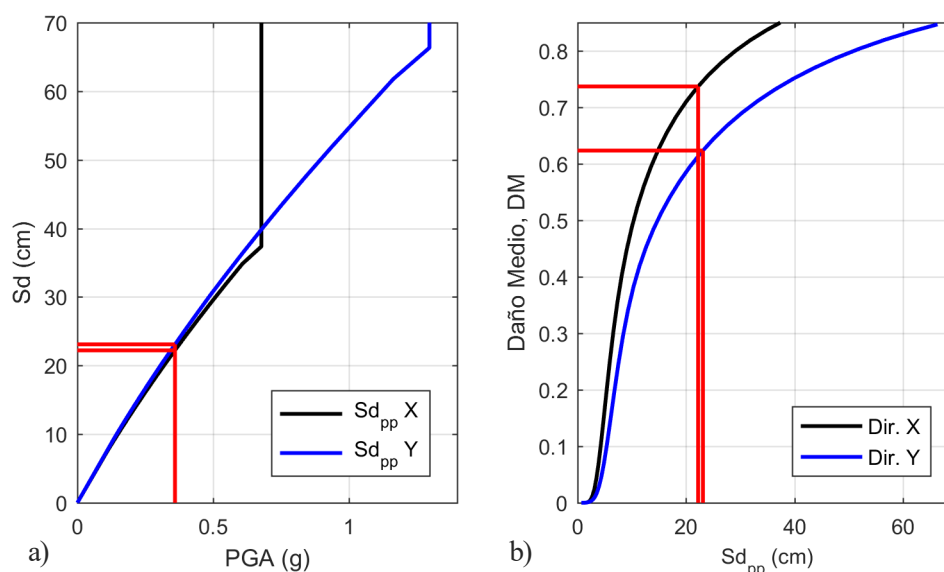


Figura 6-14 (a) Variación del desplazamiento para el PP con la PGA (b) Relación del índice de daño medio con el desplazamiento para el PP.

6.3.2. ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO (ANLD)

El Análisis No Lineal Dinámico (ANLD) hace referencia al análisis dinámico con historias temporales en aceleración. Este tipo de análisis considera que la respuesta obtenida al aplicar registros sísmicos refleja mejor lo que ocurre durante sismos reales. Sin embargo, su fiabilidad depende de la selección de las acciones sísmicas y de su tratamiento, así como también del número de eventos considerados y de la idoneidad del modelo estructural del edificio analizado. El CSCR-10 (CFIA, 2011) recomienda ponderar los resultados de 3 registros cuyo espectro de respuesta en aceleración sea similar al espectro de diseño que le corresponde a la estructura. En la presente sección se realiza un análisis incremental tipo IDA (Vamvatsikos y Cornell, 2002), con el cual se obtiene una mejor perspectiva del desempeño estructural.

Historias temporales y espectros de respuesta

Al realizar un análisis dinámico incremental (IDA) es posible obtener el rendimiento o el estado de funcionamiento para el nivel de exigencia del código, así como para otros niveles de demanda, por lo que se considera que es un análisis más completo que el solicitado por la norma sísmica, ya que ésta no contempla ni prescribe el análisis incremental. El CSCR-10 (CFIA, 2011) no establece requisitos adicionales sobre los registros a emplear para el análisis, por lo que se realiza una selección determinista de 3 registros que provienen de eventos de gran importancia histórica debido a los daños reportados. Los tres sismos que se utilizan y la estación en la que se registraron son: El Salvador del 13 de enero del 2001 (Bommer et al., 2010) registrado en la estación del centro de salud de la Libertad (ESLI), el sismo de Sámara Costa Rica del 5 de Setiembre del

2012 (Linkimer et al., 2013), registrado en la estación de la biblioteca de Nosara (GNSR) y el sismo de Cinchona del 8 de enero del 2009 (RSN, 2009), registrado en la estación AALX en la provincia de Alajuela.

La Figura 6-15 muestra las historias temporales a emplear en el análisis, las cuales han sido acotadas usando la duración significativa (Trifunac y Brady, 1975) y se les ha aplicado una ventana tipo Tukey para mejorar el análisis espectral de Fourier. Estos tres registros tienen una frecuencia mínima de filtrado de 0.1 Hz, permitiendo desarrollar espectros de respuestas hasta los 10 segundos y una frecuencia máxima de 40 Hz, por lo que los espectros de respuesta se pueden calcular a partir de un periodo de 0.025 segundos.

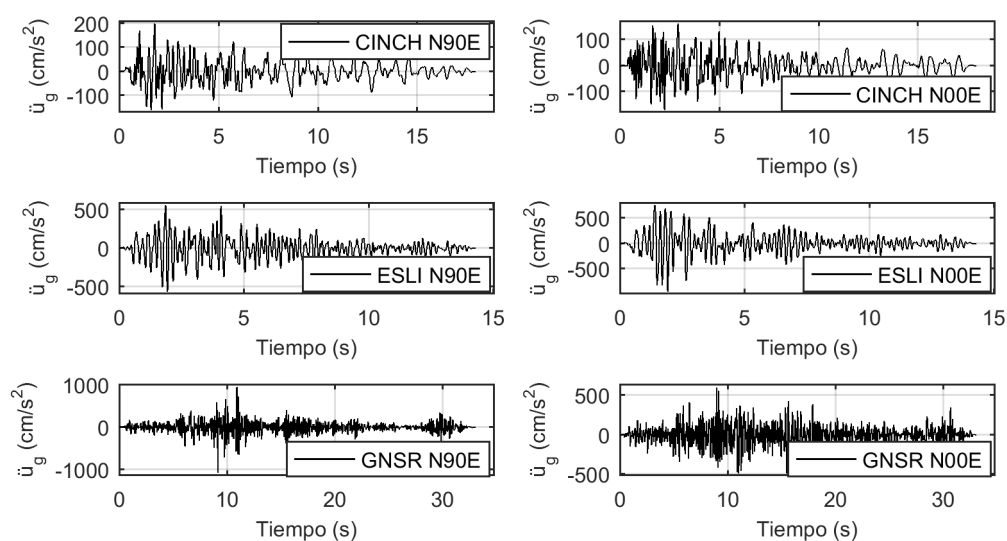


Figura 6-15. Registros de aceleración de las tres señales a emplear para el análisis dinámico de la estructura EDCR, acotadas para DS y con ventana de Tukey.

En la Figura 6-16 se presentan una comparación entre los espectros de respuesta normalizados de los tres registros en las dos direcciones ortogonales horizontales y el espectro del CSCR-10. Se observa que para periodos superiores a 0.2/0.3 s los espectros se alejan del espectro objetivo de diseño; en particular, para la dirección X, los tres espectros, pero en especial el espectro del sismo GNSR, pierden amplitud en el rango de periodos de interés, cercanos al periodo propio de la estructura. En la dirección Y, en este rango de periodos, los tres espectros de respuesta muestran comportamientos similares.

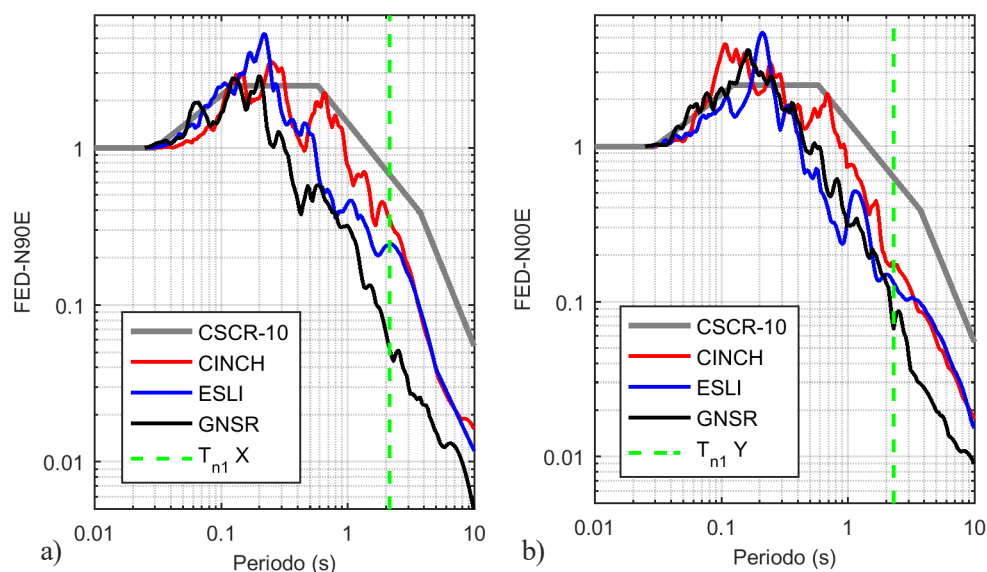


Figura 6-16. Espectros de respuesta normalizados de los acelerogramas seleccionados y el espectro de la norma de diseño para (a) dirección X y (b) dirección Y.

Curvas de daño

Existen diferentes maneras de mostrar la evolución del daño en las estructuras como resultado del análisis dinámico no lineal. Para los casos analizados, se empleará el índice de Park y Ang (1985) y se determinará la relación de la deformación lateral máxima entre pisos adyacentes (*Maximum Interstory Drift Ratio*, *MIDR*), tal y como lo hacen Vamvatsikos y Cornell (2002) en su propuesta para el análisis tipo *IDA*.

Para la determinación del *MIDR* se debe estimar el desplazamiento de cada nivel, con el cual se calcula el desplazamiento relativo respecto al nivel inmediatamente inferior, repitiendo para cada punto de la historia temporal de la respuesta estructural. La deformación lateral relativa se obtiene al dividir el desplazamiento relativo entre la altura entre niveles.

En la tabla 10-20 de la norma ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014) se definen los umbrales en términos del *MIDR*, que para el caso de muros de corte con cargas axiales moderadas, se establece que: el estado de prevención al colapso (*CP*) se alcanza con un valor del 2.0% (0.02), el nivel de desempeño para seguridad a la vida (*LS*) a 1.5% (0.015) y el nivel de ocupación inmediata (*IO*) se establece en 0.4% (0.004). En la Figura 6-17 se muestran los resultados del análisis dinámico incremental respecto al *MIDR* para los tres sismos seleccionados.

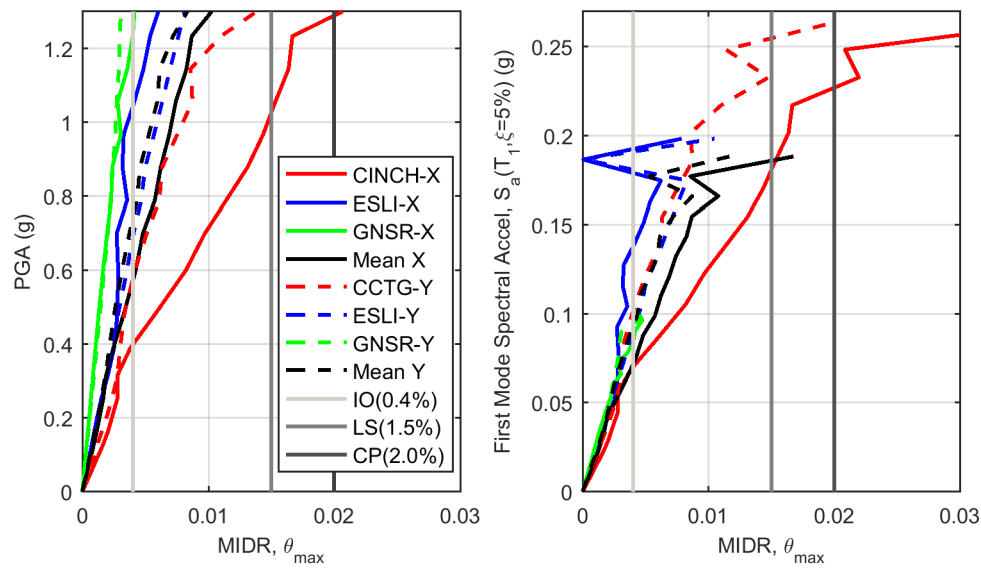


Figura 6-17. MIDR del análisis IDA para los acelerogramas seleccionados (caso determinista).

En la figura anterior también se observa que, al representar el desplazamiento respecto a la aceleración espectral existe una gran disparidad entre las amplitudes correspondientes a diferentes acelerogramas, debido a las diferencias que existen entre los espectros para el periodo del primer modo, como se ha indicado más arriba. Para evaluar el comportamiento de la estructura, pero intentando que sea independiente de estas variaciones, se puede realizar un ajuste espectral (ajuste tipo 2) de los registros. Este ajuste garantiza que los espectros de respuesta de las señales seleccionadas tengan una mejor coincidencia con el espectro de la norma ya que, en cierto modo, se garantiza que los incrementos en los valores de la respuesta espectral para el primer modo son proporcionales al incremento dado en el análisis IDA para cada *PGA*.

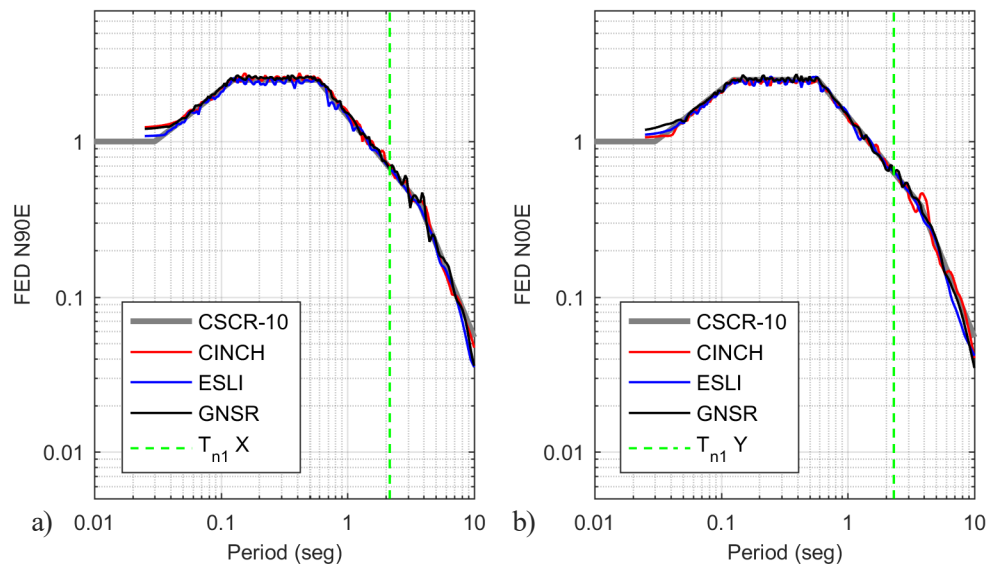


Figura 6-18. Espectros de respuesta normalizados y con ajuste espectral para los sismos seleccionados en el análisis determinista para: (a) dirección X y (b) dirección Y.

En la Figura 6-19 se muestra el resultado de la evaluación determinista utilizando los espectros con ajuste tipo 2. Se aprecia cómo el comportamiento del desplazamiento relativo máximo entre niveles, tanto en función del PGA como del PSA para el primer modo, sigue un comportamiento más uniforme, pues para estos casos los resultados no se verán afectados por las diferencias espectrales entre las señales como en el caso mostrado anteriormente⁷.

Estas diferencias entre las dos evaluaciones, indican que la PGA es un mal predictor del daño, pues la respuesta de la estructura depende más de la amplificación espectral en el rango de periodos en los que la estructura responde, que de la correspondiente al periodo nulo.

Al realizar el ajuste espectral se observa una mayor correlación entre el PGA y la S_a para el primer modo, pues se garantiza una mayor proporcionalidad entre las dos variables. El comportamiento medio en las dos direcciones es muy similar, sin embargo, sí se observa un comportamiento distinto al comparar las dos direcciones de cada análisis. Para el nivel de amenaza establecido por la norma de diseño ($PGA=0.36g$), el $MIDR$ medio en ambas direcciones es aproximadamente de 0.8% (0.008), por lo que sobrepasa el nivel de IO , pero está por debajo del LS , cumpliendo bien los requerimientos de la norma.

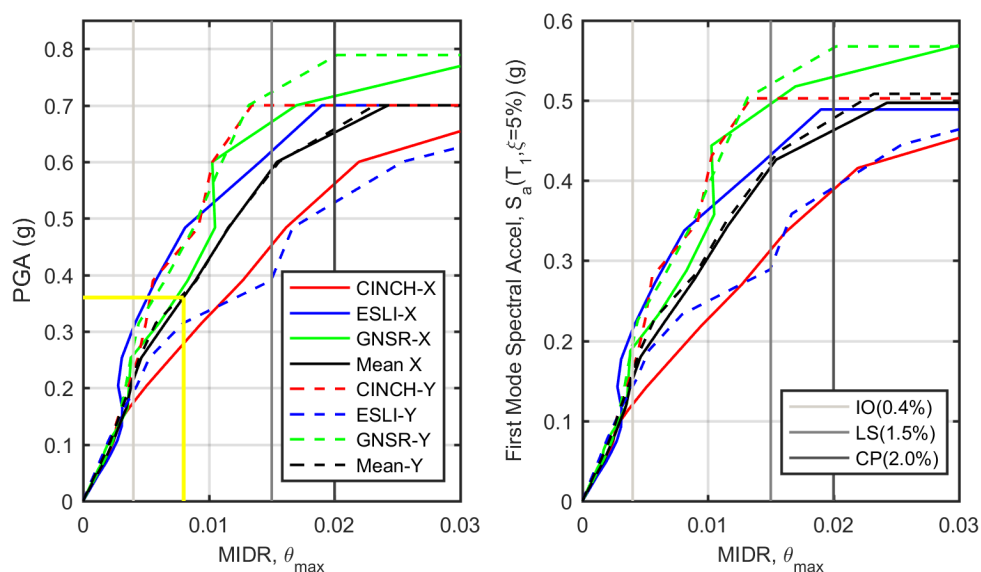


Figura 6-19. MIDR del análisis IDA para los acelerogramas seleccionados. (caso determinista con ajuste espectral).

Además de la respuesta en función del $MIDR$, se determina el daño esperado de acuerdo al índice de Park y Ang (1985), que fue desarrollado para elementos de concreto reforzado y suele ser utilizado como referencia para verificar el nivel de daño tanto global como local. Para el caso del índice de daño global, el programa utilizado para el análisis promedia el valor del índice de daño local entre los elementos dañados. El índice se define mediante la siguiente ecuación

⁷ Cuando la evaluación se realiza en tres dimensiones, la respuesta global es más sensible a las variaciones espectrales de los acelerogramas utilizados, pues la respuesta global resulta del acoplamiento de las de las dos direcciones.

$$ID_{PA} = \frac{\mu_M}{\mu_u} + \frac{\beta}{F_y \mu_u \delta_y} \int dE \quad 6-5$$

donde F_y es la fuerza en el punto de fluencia calculada (o fuerza máxima en el caso en que ésta sea menor que la fuerza de fluencia), dE es el incremento de energía de histéresis absorbido, β es un parámetro no negativo, que toma un valor de referencia de 0.05, μ_M y μ_u corresponden a la ductilidad máxima para el ciclo de carga y la ductilidad última.

Los valores de ductilidad última (μ_u) han sido tomados del ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014), tanto para elementos en flexión como en flexo compresión. Para estructuras que poseen elementos de alta rigidez (como es el caso de estructuras con muros de corte), es de esperar que exista una zona en la cual se dé un salto en el daño. Esta zona por lo general, se encuentra en el inicio de la curva de daño, ya que los elementos rígidos sufren daño cuando ocurren deformaciones angulares bajas y la energía que disipan es menor al compararlos con la disipada por otros elementos como vigas y columnas.

Para definir los estados de daño para el caso del índice de Park y Ang (1985), se siguen las recomendaciones dadas en trabajos anteriores (Cosenza y Manfredi, 2000; Kim y Ang, 1992; Pujades et al., 2015; Williams y Sexsmith, 1995), con lo que se establecen los límites en el índice de daño de 0.05, 0.20, 0.40 y 0.65 para los correspondientes estados de daño Leve, Moderado, Severo y Completo.

En la Figura 6-20 se muestra el índice de daño en función de la PGA y de la PSA para el primer modo y para el caso de los registros sin ajuste espectral. El índice de daño global muestra un único valor para la estructura sin hacer diferencia entre la dirección en que se afectó cada elemento. Al representar el índice respecto a la PGA , el valor tomado para cada paso del análisis coincide en ambas direcciones pues los incrementos en la acción con proporcionales, sin embargo, para poder representar la aceleración espectral, se toma un valor medio (se emplea la $SRSS$) entre la PSA del primer modo para la dirección X y la PSA para el primer modo en Y. A esta combinación se le llama Aceleración Espectral para el primer modo ($SRSS$) en la figura.

Nuevamente, se puede inferir que la PGA no es un buen parámetro para predecir el daño, pues tal y como se puede ver para el caso de los acelerogramas GNSR, el espectro posee una alta amplificación para periodos bajos, pero cae drásticamente para periodos superiores a 0.3 segundos. Al realizar la gráfica del daño en función de la PGA se alcanzan valores muy elevados de aceleración que dan la falsa impresión de que la estructura posee una vulnerabilidad baja. Sin embargo, al observar el comportamiento en función de la PSA , se ve cómo para la aceleración espectral correspondiente al PGA de diseño (entre 0.23g y 0.25g), el nivel de daño sería superior a 0.7, lo que implicaría el colapso de acuerdo con los umbrales de daño definidos para el índice de Park y Ang (1985). La diferencia en la apreciación del daño entre las evaluaciones con la PGA y con la PSA se debe a que los registros seleccionados poseen un pobre ajuste respecto al espectro objetivo que corresponde al espectro de diseño (ver Figura 6-16), lo cual conlleva entre una pobre correlación entre la PGA y los valores de aceleración espectral para el primer modo de oscilación en este caso.

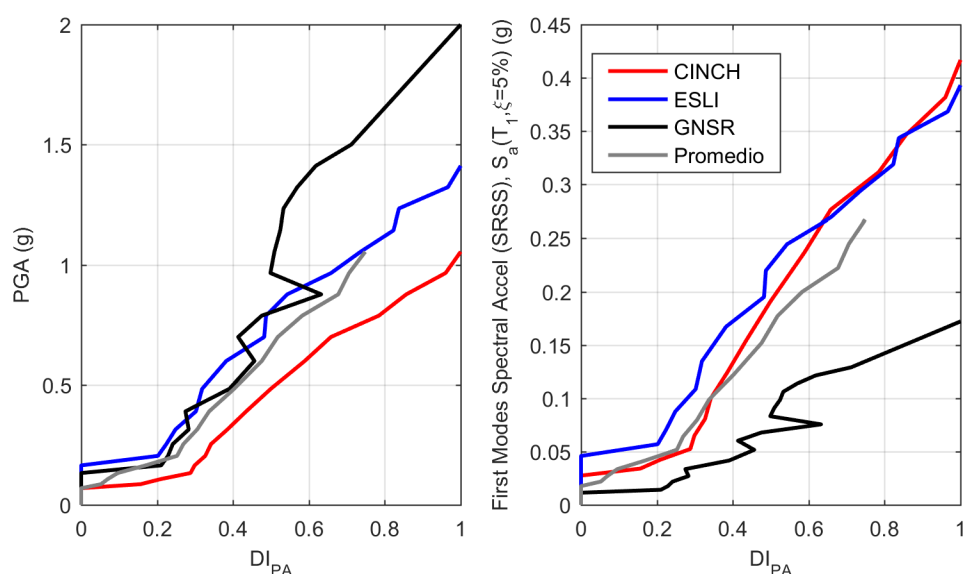


Figura 6-20. Índice de daño para análisis IDA con los acelerogramas seleccionados (caso determinista sin ajuste espectral).

Para el caso de los registros con ajuste espectral (Figura 6-21), el comportamiento presenta una menor dispersión y, al ser la PSA aproximadamente proporcional a la PGA , las curvas muestran la misma forma en las dos gráficas. Se observa que el nivel de daño para el caso del sismo de diseño, incumple el objetivo de desempeño que plantea la norma, pues se pide que la estructura garantice la seguridad a la vida. Esto significa que se espera un índice de daño con valores cercanos a 0.4 pero por debajo de 0.65 y al considerar un PGA de 0.36g, se alcanza un índice de daño promedio de 0.86, lo que indicaría el daño Completo de la estructura.

Al realizar la evaluación en función de la aceleración espectral para el primer modo, la estructura cumple con el objetivo de desempeño, pues para el valor máximo de S_a solicitado por la norma, que es de 0.25g, el índice de daño promedio es de 0.55, por lo que se considera que está en la zona de seguridad a la vida (daño Severo). Es importante resaltar que al comparar las curvas promedio del análisis realizado con los sismos con y sin ajuste espectral, el comportamiento al verificar el daño contra la aceleración espectral del primer modo es muy similar.

Debido a la consistencia en los resultados obtenidos con los registros ajustados con coincidencia espectral, se considera que éste método contribuye a disminuir la incertidumbre debido a la variabilidad intrínseca en la demanda. Por lo tanto, esta metodología permite realizar una evaluación de la estructura más sencilla, pues los resultados serán más correlacionados con las variables propias de la estructura y menos con la demanda.

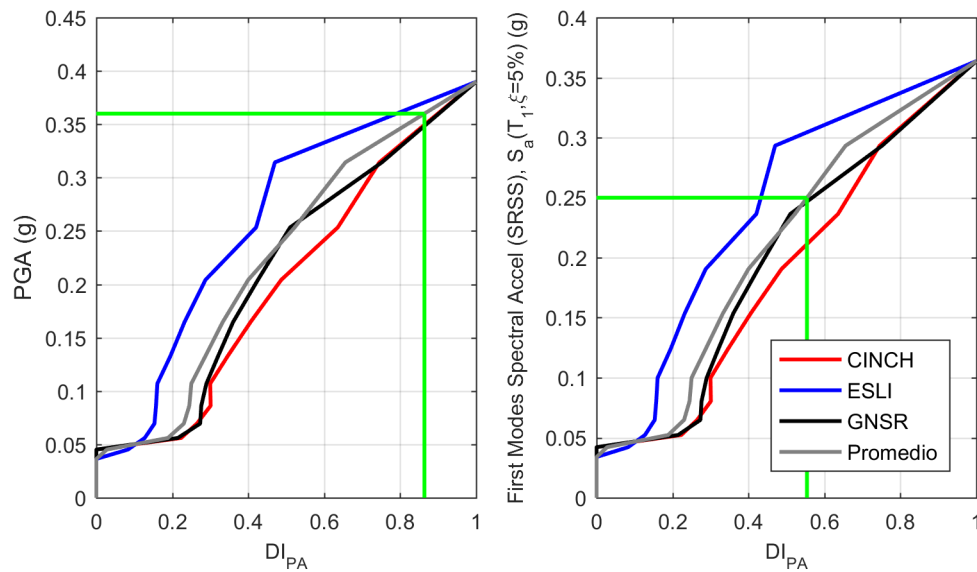


Figura 6-21. Índice de daño para análisis IDA con acelerogramas (caso determinista con ajuste espectral)

En los análisis dinámicos con PGA y con S_a para el primer modo, es posible y conveniente también relacionar la variable seleccionada como amenaza con el desplazamiento en el último nivel (desplazamiento máximo, DM). Para ello se toman únicamente los resultados de las evaluaciones realizadas con los sismos ajustados al espectro de diseño, pues se desea comparar los DM con los desplazamientos obtenidos para el PP en el análisis estático no lineal, lo cuales utilizan el espectro de amenaza de la norma, por lo que se considera existirá una mejor correlación con estos DM.

En la Figura 6-22 se presentan las relaciones obtenidas para las dos direcciones de análisis con los 3 sismos empleados en el análisis determinista y los valores medios en cada dirección. En ella se observa un comportamiento lineal para valores bajos en la demanda, pues coincide con el tramo en el que la estructura se comporta de manera elástica. Para PGA superiores a $0.3g$ se da un incremento en la dispersión de los valores, lo cual puede deberse al efecto que tiene el contenido de frecuencias de cada registro sobre el comportamiento no lineal de la estructura o a lo inestable que se vuelven las estructuras al ingresar al rango no lineal, donde pequeños incrementos de carga pueden inducir grandes variaciones en la respuesta estructural. Se dan dos casos extremos para esta evaluación: para el sismo de El Salvador (ESLI) donde los desplazamientos máximos son mayores a los del valor medio y para el sismo de Cinchona (CINCH) donde son menores. Para valores de PGA del orden de $0.7g$ o de $S_a = 0.48g$, la estructura virtualmente colapsa, lo que hace que los desplazamientos tiendan a infinito. Para el caso del sismo de Sámara (GNSR), el colapso se da un paso más adelante que para los otros dos casos, lo cual puede deberse a que la aceleración de colapso se encuentra cercana al límite entre los dos pasos de carga.

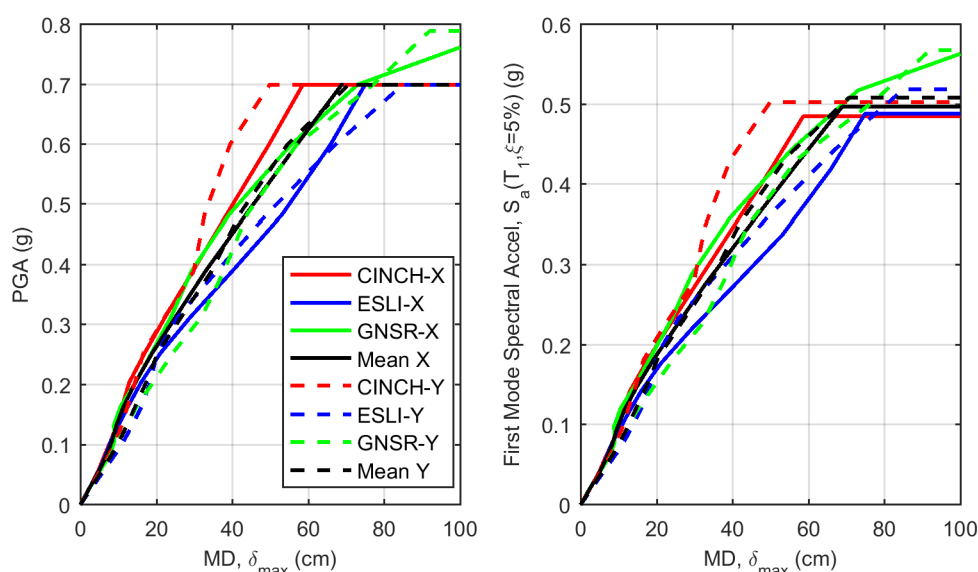


Figura 6-22. Relación entre el desplazamiento máximo para el análisis dinámico incremental con la PGA y la Sa para el periodo del primer modo de oscilación.

Para poder realizar la comparación entre los resultados del análisis estático y los del análisis dinámico, se debe realizar un cambio de variable en el desplazamiento. El desplazamiento obtenido en el caso del *PP* proviene del cruce de dos espectros, por lo tanto, a pesar de que las unidades sean las mismas a las obtenidas para el análisis dinámico éstas se deben transformar de desplazamiento espectral a desplazamiento máximo (δ_{pp}).

En la Figura 6-23 están sobrepuestas las curvas promedio del análisis dinámico y del análisis estático, observando un tramo elástico en el que las curvas son similares, para pasar luego a una zona (entre *PGA* de 0.05g y 0.5g) en la que el desplazamiento del *ANLD* es inferior al desplazamiento del *ANLE* para iguales valores en la *PGA*. La representación con la aceleración espectral muestra que el desplazamiento del *ANLE* para el rango de *PSA* hasta 0.5g, brinda desplazamientos menores a los del *ANLD*. Al realizar el análisis estático no lineal en la dirección Y, se obtuvo un desplazamiento último muy superior al del análisis dinámico. Este fenómeno se ha observado en comparaciones realizadas en el comportamiento inelástico de elementos estructurales sometidos a diferentes condiciones de carga (Haselton et al., 2016), por lo que en este caso se puede deber también a la velocidad con que se aplica la carga y las diferencias que existen entre el análisis estático y uno dinámico.

El punto de colapso para el *ANLD* se da para un valor muy cercano del *PGA* debido a que al ser un análisis tridimensional, al generarse el colapso en una de las dos direcciones la inestabilidad de la estructura genera un acoplamiento del colapso en ambas direcciones. Se puede intuir del *ANLE* que el colapso se inicia en la dirección X, pues el nivel de *PGA* para el colapso es similar al obtenido para el caso dinámico, mientras que en la dirección Y se obtuvo una mayor resistencia de la estructura. El colapso se da a un *PGA* de 0.7g o una aceleración espectral de 0.5g. Con todo, se confía en que el comportamiento del edificio quedará mejor definido al ser verificado en el análisis probabilista ya que utiliza una mayor variedad de sismos y de características en la estructura, permitiendo observar mejor la tendencia general.

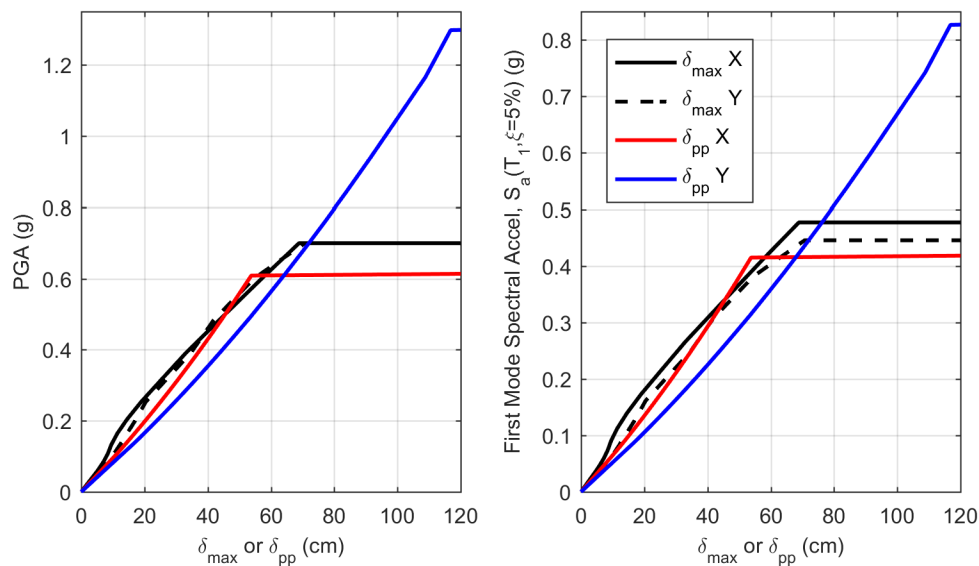


Figura 6-23. Comparación de las curvas que relacionan el desplazamiento máximo en el techo para el análisis dinámico y el desplazamiento para el PP, respecto a la PGA y la Sa para el primer modo.

Realizando una correlación entre las curvas obtenidas para el análisis estático y el dinámico respecto al valor de la *PGA*, es posible visualizar la variación del desplazamiento para el *PP* con el desplazamiento máximo obtenido para el análisis dinámico, con lo cual se puede transformar de manera aproximada, los desplazamientos entre los dos análisis. Esta relación se muestra en la Figura 6-24, donde además, se señala la recta con pendiente 1:1 para poder observar las variaciones entre los resultados de ambos análisis. En general, los desplazamientos inelásticos obtenidos para el análisis dinámico son menores a los del análisis estático, por lo que el análisis estático se puede considerar conservador en la determinación del desplazamiento máximo pues para un determinado valor de *PGA* o *PSA*, el desplazamiento para el *ANLE* (δ_{pp}) será mayor, con lo que se relacionaría un mayor nivel de demanda o de daño.

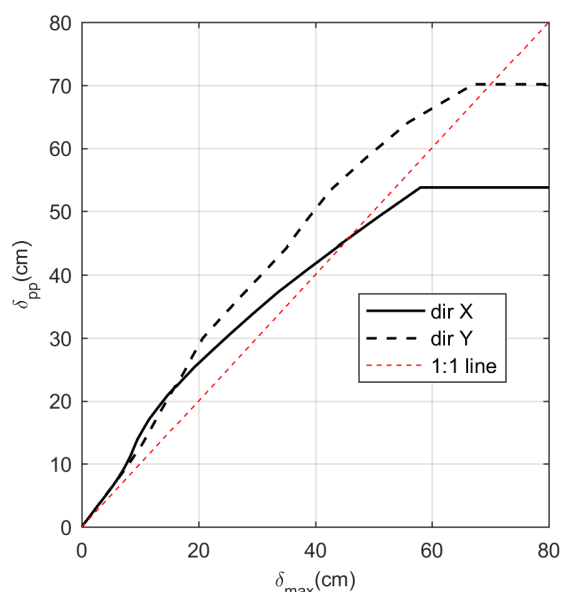


Figura 6-24. Relación entre el desplazamiento para el PP y el desplazamiento máximo para el análisis dinámico incremental, correlacionados a partir de los valores de *PGA*.

6.4. ANÁLISIS PROBABILISTA

El análisis probabilista consiste en realizar un gran número de análisis deterministas modificando, en cada uno de estos casos, los valores de las variables de entrada bajo determinadas hipótesis aleatorias para, posteriormente, realizar un análisis de los momentos estadísticos y determinar así la tendencia media y los márgenes de confianza de las variables de salida seleccionadas.

El análisis se divide en dos secciones. Primero se muestran los resultados del análisis estático no-lineal para las direcciones X y Y, para el cual se tomaron 200 estructuras (200 muestras de las variables para la estructura *EDCR*). La segunda sección muestra los resultados para el análisis dinámico no-lineal, para el cual se tomaron las primeras 100 muestras del conjunto anterior y a cada estructura se le realizó un análisis incremental (*IDA*) con 20 pasos en el incremento de la *PGA* para cada registro empleado, lo cual quiere decir que se realizaron un total de 2000 análisis dinámicos no-lineales.

Uno de los aspectos más relevantes a la hora de realizar un análisis probabilista, es el de garantizar que el campo de las variables aleatorias esté representado de manera adecuada y que, a su vez, la correlación entre ellas se ajuste a un patrón predefinido o, en su caso, que no exista correlación. Para esto, diferentes investigaciones (A. M. J. Olsson y Sandberg, 2002; M. Vořechovský y Novák, 2009; Miroslav Vořechovský, 2008) recomiendan que al usar técnicas de muestreo que implementen un método de control en la matriz de correlación (Iman y Conover, 1982; McKay et al., 1979), el número de simulaciones sea superior al número de variables empleadas, y que para garantizar su representatividad, este número debe ser al menos $4/3$ del número de variables. Para el caso del análisis dinámico, que es el que menos muestras posee, se considera que las 100 muestras generadas representan de manera adecuada el espacio de las variables, tal como se analiza a continuación.

6.4.1. VARIABLES ALEATORIAS: CARACTERIZACIÓN Y MUESTREO

En el capítulo anterior se presentó la técnica del Hipercubo Latino (*LHS*) para el caso de estructuras de mampostería. Esta metodología, además de reducir el número de muestras, permite designar una matriz de correlación entre las variables (Florian, 1992) y garantizar así que las muestras siguen un comportamiento que no es totalmente independiente. Esta dependencia es particularmente importante para el análisis de materiales estructurales en los que es sabido que algunas variables (como la resistencia de los materiales y sus propiedades mecánicas) poseen una alta correlación.

Para el caso de la *EDCR*, al no contar con información sobre la variabilidad del comportamiento de la histéresis en elementos con materiales y características propias de Costa Rica, se ha considerado únicamente la resistencia del concreto y el módulo de elasticidad como variables aleatorias. Debido a que el modelo de análisis consta de un gran número de elementos (1782 componentes incluyendo vigas, columnas, muros y

otros elementos), no se considera factible asignar una muestra para cada elemento, por lo que se han agrupado en macro módulos que reúnen todos los elementos cada 3 niveles de altura, para así asignar a cada uno de los módulos una muestra de cada variable. Esta es una simplificación que se adopta considerando que los elementos cercanos poseen, por lo general, características similares al ser construidos con materiales de fichas similares.

De esta manera se divide el modelo en 6 macro módulos y para cada uno se genera una muestra de las 2 variables aleatorias, que son la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto. Para la definición de la correlación entre las muestras, se toma la altura media de cada módulo y se establece una correlación entre ésta y el valor de las variables, teniendo una correlación más alta para módulos adyacentes y disminuida para módulos alejados entre sí. Un criterio similar se aplicó para la estructura *VUM* del capítulo anterior, donde se realizó una correlación con la distribución en planta de cada elemento. A continuación, se describen las características del comportamiento estadístico del concreto y la definición para el muestreo como variable.

El concreto como variable aleatoria

Para realizar la caracterización de la variabilidad de la resistencia a la compresión del concreto, se utilizará una base de datos de pruebas en compresión con un total de 915 muestras individuales que fueron realizadas para verificar la calidad del material en el proyecto usado como base para el modelo *EDCR*. La base de datos de las pruebas es parte de los documentos de respaldo durante la inspección del proyecto, por lo que no se brinda acceso a terceras personas. El autor de la tesis tiene acceso por ser parte del grupo de inspectores y diseñadores del proyecto. El concreto fue producido bajo condiciones de planta y preparado para una resistencia característica de 35 MPa. La resistencia del concreto se mide con ensayos a compresión axial de cilindros de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, de acuerdo con la norma ASTM C39 (ASTM, 2016c). La principal ventaja de esta base de datos es que permite observar el comportamiento real de la resistencia para las condiciones y materiales característicos de Costa Rica.

En la Figura 6-25 se presenta el histograma de la base de datos disponible y la función de distribución de densidad de probabilidad para un ajuste con la distribución normal. Se seleccionó esta distribución, pues al comparar el factor de máxima verosimilitud, el ajuste con la distribución Normal se prefiere sobre el ajuste con la distribución log-normal. El valor medio obtenido para la resistencia es de 40.12MPa (DS=6.63MPa).

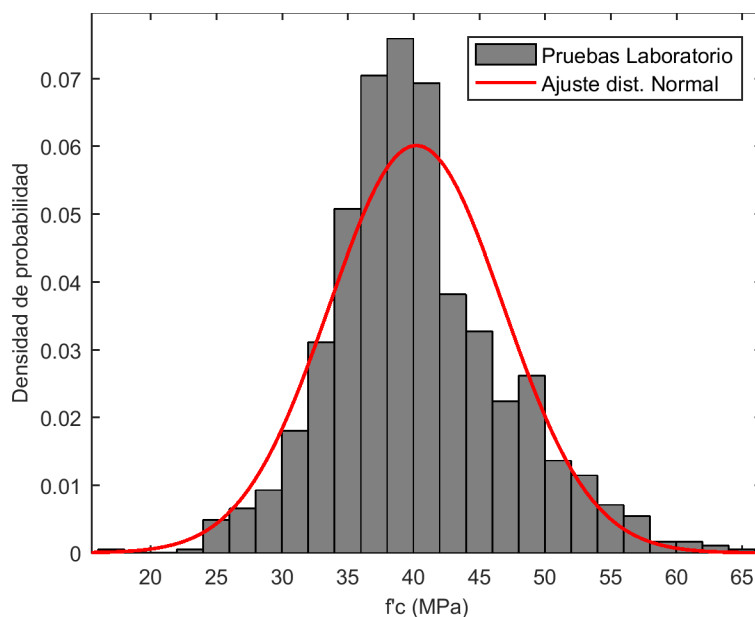


Figura 6-25. Distribución de la resistencia del concreto para la base de datos disponible.

La función de distribución de probabilidades se trunca tanto en la parte inferior como en la parte superior, para evitar que, a la hora de realizar el muestreo, se presenten casos extremos que pierdan significado físico de acuerdo a lo observado en las pruebas. El límite inferior se tomó como 17.74MPa y el límite superior como 64.4MPa.

El módulo de elasticidad del concreto se puede determinar con pruebas similares a las de falla axial. Sin embargo, no es común que se realice este tipo de pruebas como parte del proceso de verificación de calidad constructiva, por lo que no se dispone de datos sobre la variabilidad para la muestra de datos de resistencia. Para poder modelar el valor medio y la desviación estándar, se toma la propuesta de Thomos y Trezos (2006), quienes estiman que:

$$\begin{aligned}\overline{E_c} &= 10.5 \cdot (f'_c)^{0.33} \\ \sigma_{E_c} &= \overline{E_c} \cdot 0.15\end{aligned}\quad 6-6$$

Se tomó un valor de correlación entre la resistencia del concreto y el módulo de elasticidad para un mismo elemento de 0.8, que implica una alta correlación entre los valores predichos de las variables lo cual, para el caso del concreto, es lo esperado y lo que se ha observado en diferentes investigaciones (Geyskens et al., 1998; Rashid et al., 2002; Thomos y Trezos, 2006).

Muestreo de variables

Los 6 macro módulos definidos, comparten las mismas propiedades en la resistencia del concreto y su módulo de elasticidad. Cada módulo está compuesto por los elementos de 3 niveles del modelo EDCR. Para el análisis estático no lineal se toman 200 muestras de las 12 variables aleatorias (2 variables por cada uno de los 6 módulos) y para el análisis dinámico no lineal se toman los primeros 100 casos. En la Figura 6-26 se muestra

el resultado del muestreo para el primer conjunto de elementos, en el que se observa la correlación creciente entre la resistencia del concreto y el módulo de elasticidad.

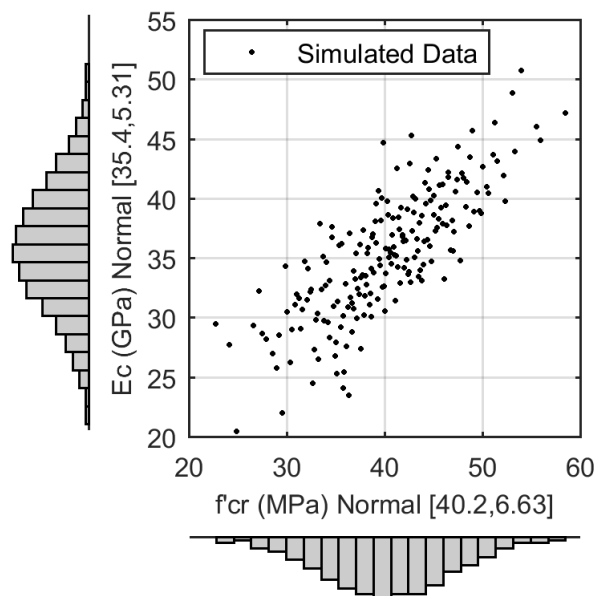


Figura 6-26. Simulación de resistencia y módulo de elasticidad del concreto por LHS.

6.4.2. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (ANLEP)

El análisis estático no lineal, sigue siendo una herramienta útil para la evaluación del desempeño estructural ante cargas sísmicas. El modelo empleado con la *EDCR* contiene una gran cantidad de elementos y nodos estructurales, por lo que el tiempo de cómputo juega un papel importante en la decisión de cuantas iteraciones deberán ser llevadas a cabo en un análisis probabilista. Para este caso particular se toman 200 muestras, para las cuales se realiza el análisis en las dos direcciones principales de la estructura.

El criterio para definir el punto de capacidad última es el mismo que el empleado en la sección anterior, donde el desplazamiento último se correlaciona con una deriva máxima entre niveles del 2%, que se considera como el punto en el cual el costo de reparación de la estructura supera el de sustitución (ASCE, 2014). El CSCR-10 (CFIA, 2011) solicita un nivel de deriva por debajo del 2.7% para esta tipología estructural al realizar análisis no lineales, considerando que con este nivel de deriva se cumple con los objetivos de desempeño establecidos para el nivel de demanda de diseño. Además, para definir el punto de desplazamiento último se toma, como segundo criterio, el colapso de la estructura, que se considera que se presenta cuando se da una pérdida drástica de la rigidez o de capacidad, por lo que el análisis se detiene cuando se da una pérdida superior al 20% de la

capacidad máxima. Los dos criterios son aplicados en cada modelo, empleado en cada caso el que brinde el desplazamiento de capacidad última menor.

Espectro de Capacidad

Los espectros de capacidad en las dos direcciones analizadas para las 200 estructuras muestreadas se presentan en la Figura 6-27. Se muestran además las curvas que corresponden al valor de los percentiles 5, 50 y 95, tomados como el valor mediano y los márgenes de confianza. Se observa cómo, para el caso del análisis en la dirección Y, la dispersión en el punto de capacidad última es muy alto, lo cual indica que los mecanismos de colapso en esta dirección son más sensibles a los cambios realizados en la resistencia de los materiales, convirtiéndose en una estructura más inestable con el aumento de la acción sísmica.

Estos espectros poseen un comportamiento claramente distinto en las dos direcciones principales. En la dirección X se tiene un comportamiento más estable, que a pesar de poseer un desplazamiento último menor al de la dirección Y, la dispersión es menor, concentrando la gran mayoría de puntos cerca del valor mediano. Por otro lado, la dirección Y posee en general una mayor capacidad, pero la dispersión en el desplazamiento último es mayor, lo cual, puede atribuirse a un comportamiento estructural más influenciado por el sistema de marcos y a la mayor posibilidad de generar mecanismos de colapso distintos en comparación con sistemas tipo muro. Vale la pena recordar que la dirección X tiene 2 elementos con una rigidez relativa muy elevada, por lo que el daño en dichos elementos puede derivar en el colapso estructural.

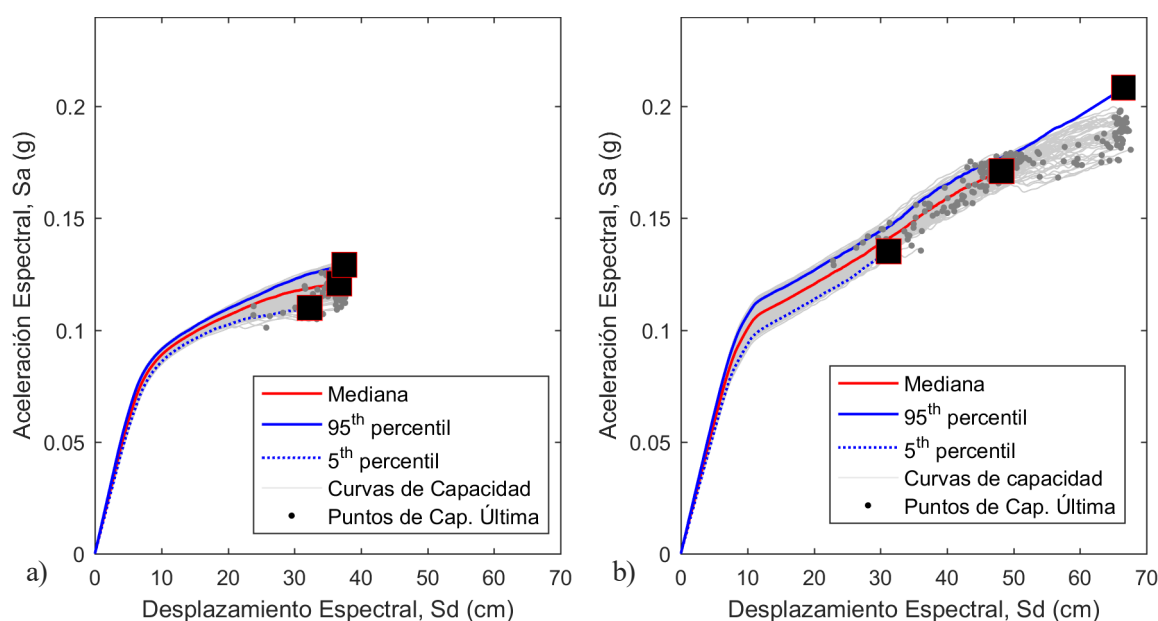


Figura 6-27. Espectros de capacidad para análisis probabilista con 200 simulaciones, valores medios y rangos de confianza.

(a) dirección X y (b) dirección Y

Punto de rendimiento (PP) y curvas de fragilidad

El *PP* se determina de acuerdo a la metodología de Chopra y Goel (1999). La misma emplea espectros inelásticos con ductilidad constante para determinar el punto en que se igualan las ductilidades del espectro de demanda con las del espectro de capacidad. Es posible determinar el *PP* para múltiples niveles de amenaza, lo cual genera una relación entre el *PGA*, que se emplea para escalar el espectro elástico de demanda, y el desplazamiento obtenido para el *PP*, tal y como se puede ver en la Figura 6-28. El comportamiento medio observado en las dos direcciones es similar al obtenido para el análisis determinista, el cual genera una relación casi lineal entre la *PGA* y el Sd_{pp} .

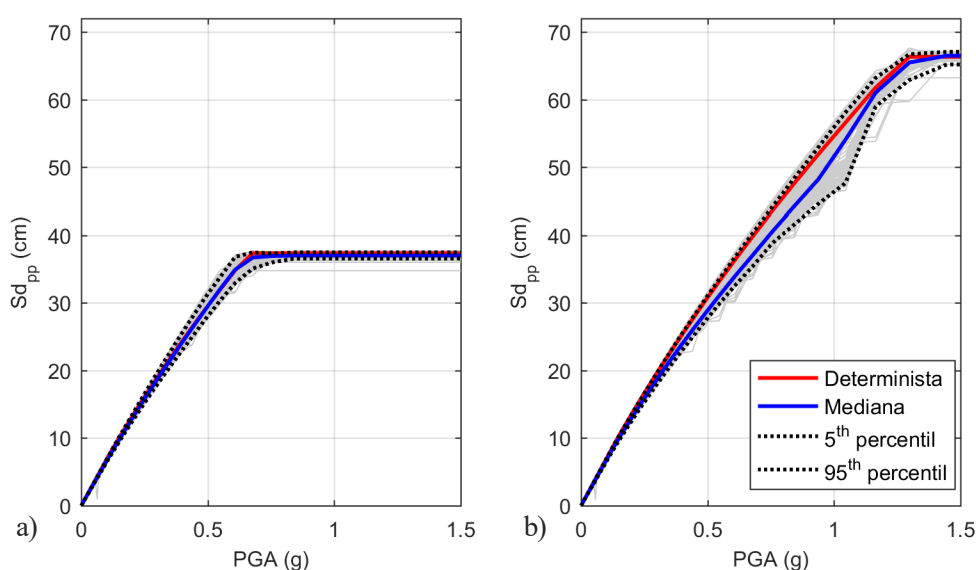


Figura 6-28. Curvas de desplazamiento espectral para el PP en función de la aceleración pico: (a) en la dirección X y (b) en la dirección Y.

Las curvas de fragilidad son definidas de acuerdo a la metodología del Risk-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003). Estas curvas y sus umbrales de daño se definen en función de los desplazamientos del espectro de capacidad bilineal, por lo que su dispersión refleja la diseminación que se obtiene en la definición de los umbrales de daño de cada curva. Como se puede observar en la Figura 6-29, para el caso del análisis en la dirección X existe una menor dispersión en las curvas, aumentando para los umbrales de daño más altos, que es donde existe la mayor incertidumbre en el comportamiento de los sistemas estructurales. En la dirección Y, se observa una mayor dispersión. Las curvas medias para ambas direcciones son muy similares a las obtenidas para el caso determinista, las cuales se pueden observar al compararse con la Figura 6-13.

Se puede ver también que para el caso de la dirección X se obtiene una dispersión baja para todos los estados de daño. Mientras que las altas dispersiones encontradas en el desplazamiento último de las curvas en la dirección Y (ver Figura 6-27), repercute en la definición de los umbrales de daño, especialmente de los estados Severo y Completo, por lo que se afectan las curvas de fragilidad.

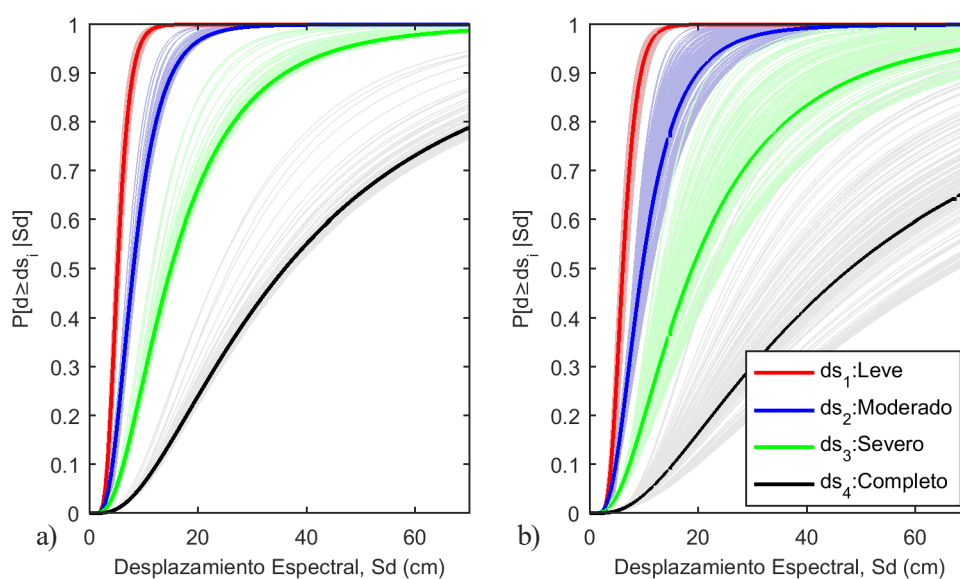


Figura 6-29. Curvas de fragilidad probabilistas (a) dirección X y (b) Dirección Y.

En la Tabla 6-8 se muestra el resumen de los parámetros que definen las curvas de fragilidad de la Figura 6-29. Para cada uno de los estados de daño discreto, se muestra el valor medio del desplazamiento espectral para el cual se considera la probabilidad de 0.50 para cada estado de daño, con los márgenes de confianza del percentil 5 y 95. Además, se incluye la desviación estándar de la función log-normal con la cual se realiza el ajuste de las curvas también para los percentiles 50, 5 y 95.

Tabla 6-8. Desplazamientos mediano y desviación estándar de la función log-normal para ajuste de curvas de fragilidad para el estado de daño i , para el valor de percentil 5, 50 (valor mediano) y 95.

Estado de Daño	$Sd_{i,x50}$	$Sd_{i,x5}$	$Sd_{i,x95}$	$Sd_{i,y50}$	$Sd_{i,y5}$	$Sd_{i,y95}$	β_{x50}	β_{x5}	β_{x95}	β_{y50}	β_{y5}	β_{y95}
Leve	5.19	4.87	5.57	6.00	5.61	6.89	0.34	0.34	0.34	0.33	0.33	0.34
Moderado	7.42	6.96	7.95	8.56	8.02	9.84	0.50	0.45	0.52	0.55	0.43	0.63
Severo	14.69	13.76	15.17	18.44	13.90	23.92	0.69	0.62	0.77	0.75	0.59	0.84
Completo	36.65	31.22	37.41	48.20	31.11	66.52	0.83	0.77	0.86	0.89	0.74	0.96

A partir de las curvas de fragilidad se obtiene el grado o estado de daño medio. En la Figura 6-30 se observa el resultado para el estado de daño medio en las dos direcciones analizadas. Se observa la misma tendencia que ya se ha discutido del aumento de la incertidumbre para el caso de la dirección Y, especialmente en el rango no lineal.

Las curvas con los valores medianos que se muestran en esta figura, concuerdan con los resultados observados para el análisis determinista. Sin embargo, el caso determinista posee un desplazamiento último que se parece más al desplazamiento de los percentiles más altos del caso probabilista, lo cual muestra que el poseer un concreto de mayor resistencia, no implica una mayor capacidad en desplazamientos.

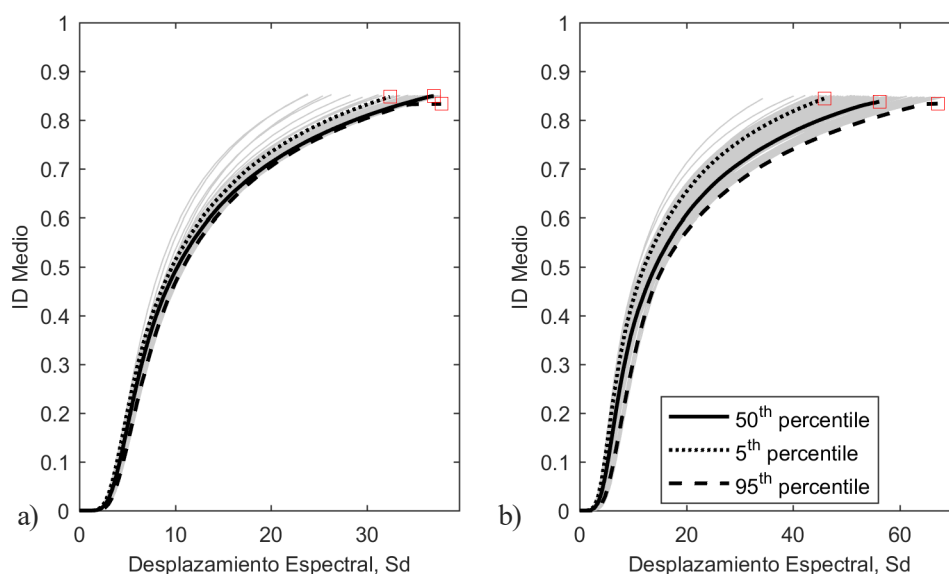


Figura 6-30. Curvas de daño medio para las dos direcciones de análisis con sus márgenes de confianza en (a) dirección X y (b) dirección Y.

6.4.3. ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO (ANLDP)

El análisis probabilista del comportamiento dinámico no lineal de la *EDCR* se verifica mediante análisis tipo IDA (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Se realizaron 100 casos (los 100 primeros casos correspondientes al *ANLEP*), asignando de manera aleatoria uno de los 20 sismos compatibles con el espectro de respuesta del CSCR-10 (CFIA, 2011), y ajustados con el método de ajuste espectral para el rango de periodos de interés, tal y como se detalla en la sección 3.6. El incremento de la carga, es decir del *PGA*, se realizó en 20 pasos, por lo que, en total, se realizaron 2000 análisis dinámicos no lineales de respuesta en el tiempo, correspondientes a un acelerograma por 20 incrementos del *PGA* por 100 *EDCR*. A continuación se muestran los principales resultados.

Curvas de daño Incremental

La evaluación del daño incremental se consigue repitiendo los análisis con múltiples valores en la variable seleccionada para definir la amenaza (*PGA*). En el caso de los análisis dinámicos, se realiza un incremento en la *PGA* ya que esta correlaciona positivamente con el nivel de daño y es equivalente a incrementar le *Sa* para el periodo estructural dado el ajuste espectral usado y que sólo se usa un acelerograma.

En la Figura 6-31 se muestra el comportamiento del máximo valor de la deformación relativa o *Drift* en función de la *PGA*. Se observa que, conforme se ingresa en el rango no lineal, la dispersión en las curvas se incrementa, lo cual es un problema que se debe a la variación en el comportamiento global de la estructura, que puede presentar diferentes mecanismos de colapso al variar el registro o las propiedades mecánicas del concreto. Por

otra parte, al verificar el comportamiento para el nivel de demanda especificado por la norma de diseño, se puede considerar que la estructura cumple con el desempeño esperado, alcanzando un *MIDR* mediano de 0.00765 para la dirección X y 0.0065 para la dirección Y, esto para un *PGA* de 0.36g. Sin embargo, para el percentil 5 en ambas direcciones se puede alcanzar un *MIDR* infinito, es decir, existe una probabilidad no nula de colapso estructural.

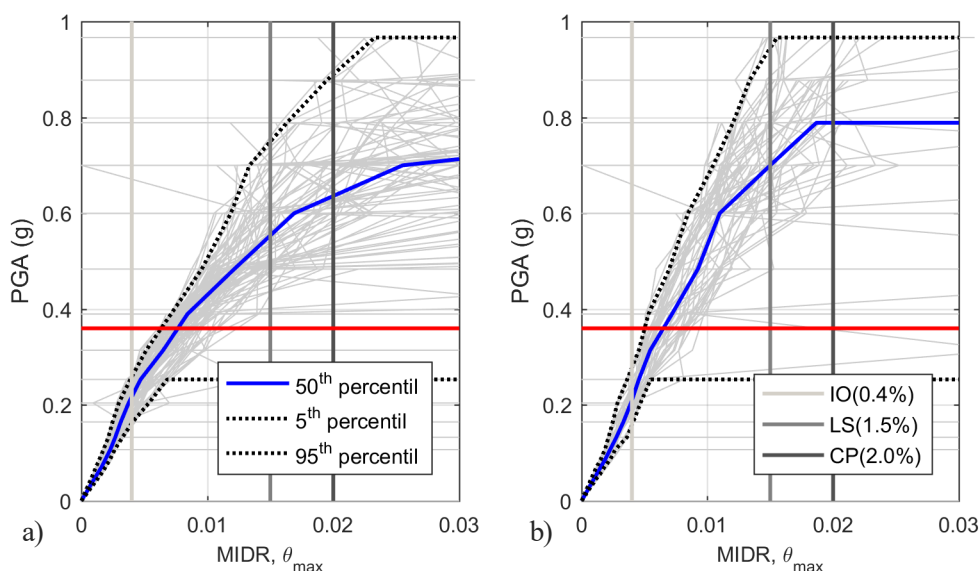


Figura 6-31. MIDR del análisis IDA para todos los casos analizados y sus curvas medianas y márgenes de confianza en (a) dirección X y (b) dirección Y.

El comportamiento del desplazamiento máximo, obtenido como una función de la *PGA* empleada en cada paso del análisis incremental, se muestra en la Figura 6-32. En ella se compara el valor mediano de las relaciones obtenidas para los 100 casos examinados, con el valor mediano del desplazamiento obtenido para el *PP* del análisis de capacidad espectral incremental. Se observa cómo los resultados obtenidos para el *PP* se ajustan bien a los valores de desplazamiento máximo del análisis incremental. Al verificar el comportamiento contra el valor de aceleración espectral para el primer modo, se considera que los desplazamientos inelásticos reales son mayores a los obtenidos con la aproximación del análisis estático no lineal.

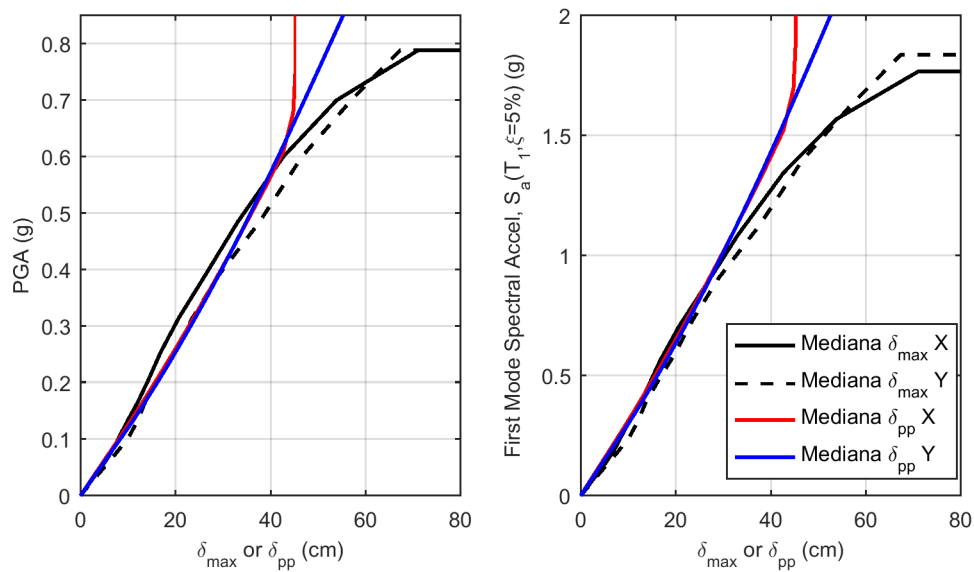


Figura 6-32. Comportamiento medio del desplazamiento máximo y para el PP en función de la acción sísmica.

Es posible relacionar los desplazamientos de los análisis presentados en la figura anterior, de manera directa. En la Figura 6-33 se muestran las relaciones obtenidas para la dirección X (izquierda) y la dirección Y (derecha) al emplear la *PGA* para el cambio de variable. En la dirección X, el desplazamiento para el *PP* sobrevalora el desplazamiento real para el rango central de las evaluaciones realizadas, sin embargo, tanto para la zona del comportamiento elástico como en la de desplazamientos inelásticos altos, los dos valores son muy cercanos entre sí. En el caso de la dirección Y, en la zona de desplazamientos mayores a los 30 cm, el valor del *PP* subestima el valor real del desplazamiento inelástico, pero los dos métodos brindan (en promedio) valores muy similares en ambas direcciones.

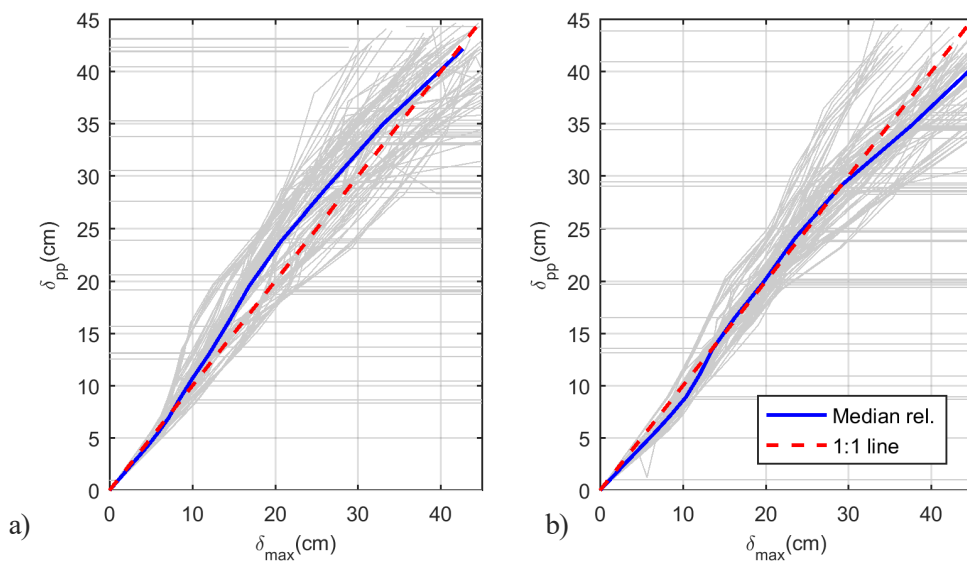


Figura 6-33. Relación entre los desplazamientos para el *PP* y el desplazamiento máximo del análisis dinámico y su relación media en (a) dirección X y (b) dirección Y.

Para finalizar la evaluación de las estructuras, se muestra en la Figura 6-34 el comportamiento del índice de daño de Park y Ang (1985). Se observa cómo la curva mediana toma un valor de 1.0 para una PGA cercana a 0.47g. Se debe recordar aquí, que el punto de colapso para las curvas del índice de daño de Park y Ang, se define al sincronizar la curva del índice en función de los desplazamientos máximos del análisis dinámico y el espectro de capacidad, seleccionando el menor de los dos puntos de colapsos para definir así el punto de normalización del índice de daño. Para una PGA de 0.36g, el valor mediano del índice de daño es de 0.701, lo cual implicaría un daño cercano al punto de colapso. Al realizar la evaluación respecto a la aceleración espectral el valor del índice de daño es de 0.213.

Por otra parte, la aceleración en el punto de colapso determinado para una rotación o $MIDR$ del 2.0% de la altura de entrepiso (ver Figura 6-31), es aproximadamente de 0.7g, por lo que es probable que para el punto de normalización de las curvas del daño seleccionado, exista aún capacidad remanente en la estructura. En todo caso se puede concluir que para el nivel de amenaza del código (0.36g), la estructura sufriría daños entre moderados y severos, pero estaría lejos del punto de colapso, por lo que se considera que la misma cumple con los requisitos establecidos por la normativa vigente.

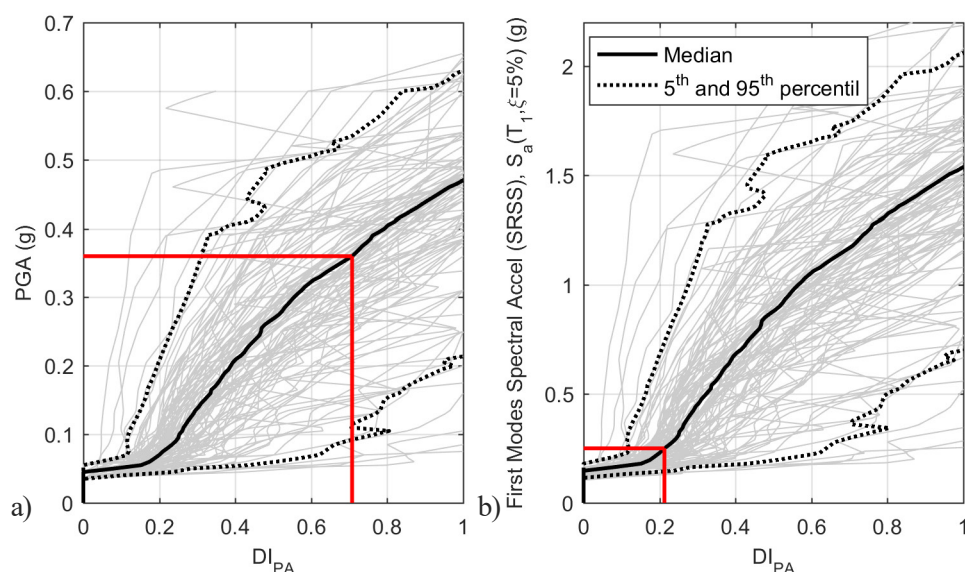


Figura 6-34. DI de Park y Ang como función de la aceleración para los casos probabilistas con el valor mediano y los márgenes de confianza al percentil 5 y 95..

6.5. RESUMEN Y CONCLUSIÓN

En la actualidad y desde hace muchos lustros, el concreto reforzado es uno de los materiales más empleados en el mundo. Su popularidad recae en su bajo precio, su capacidad de resistir tanto fuerzas en tensión (refuerzo) como en compresión (concreto), su versatilidad al poder tomar formas poco comunes y a que se ha comprobado su buen comportamiento ante cargas cíclicas, siempre que se sigan una serie de recomendaciones

que han sido adaptadas con el paso de los años y con el comportamiento observado en eventos sísmicos importantes.

El sistema tipo Dual, se considera como el sistema estructural más apropiado para edificios de mediana altura (de hasta 40 niveles) debido a que combina las propiedades de muros y marcos. Esto permite al arquitecto diseñar plantas con espacios libres sin que la capacidad para resistir cargas laterales y limitar las deformaciones se vean afectadas.

Se ha realizado en este capítulo la evaluación de un edificio de 18 niveles que emplea este sistema estructural. Dicha estructura fue diseñada considerando cargas típicas de un uso habitacional y para las acciones sísmicas características de la zona de la capital de Costa Rica.

Al realizar el análisis estático no lineal, se observa un comportamiento dúctil, marcado en ambas direcciones por una rigidez posterior al punto de fluencia con una pendiente positiva llamado endurecimiento (*hardening*). Debido a esto, el punto de deformación última se define bajo un criterio de deformación relativa entre pisos máxima.

Los resultados del análisis dinámico muestran un mejor comportamiento de la estructura que el esperado para el caso del análisis estático. La diferencia radica en que para este análisis, el patrón de carga aplicado a la estructura toma una forma distinta al supuesto para el análisis estático que considera la deformación del primer modo como patrón. La respuesta dinámica de estructuras de múltiples niveles es compleja. Los métodos de análisis dinámicos muestran un mejor comportamiento de la estructura al ser evaluadas para los niveles de amenaza establecidos por la norma de diseño, en comparación con los análisis realizados para los métodos estáticos.

Al realizar el análisis probabilista, se observa una menor dispersión en los resultados que los vistos para el caso de las estructuras de mampostería, lo cual se debe a que no se han modificado los valores en las variables que definen los modelos de carga del material y únicamente se han hecho variar la resistencia del concreto y su módulo de elasticidad.

Con respecto a la ubicación del punto de colapso, la dirección X presenta una menor dispersión que la dirección Y. Esto puede deberse a que para la dirección X existe un mecanismo de colapso predominante, por lo que la estructura colapsará de la misma manera o por la misma secuencia de colapso siempre, mientras que para la dirección Y se dan diversos mecanismos de colapso o el mecanismo se considera más complejo al exhibir plastificación en más niveles para el punto de colapso, posiblemente por la inferencia de modos altos en la respuesta, lo que incrementa la incertidumbre.

El análisis dinámico probabilista muestra una complejidad extra en la definición del punto de colapso. Al analizar el comportamiento de las derivas máximas por piso, se puede predecir que el punto de colapso medio se alcanzará para diferentes niveles de aceleración dependiendo de la dirección del análisis, rondando valores

entre 0.7g y 0.8g. Sin embargo, al examinar las curvas con el índice de daño de Park y Ang, la tendencia media de colapso se alcanza para una aceleración de 0.47g lo cual, a pesar de ser inferior a la aceleración de colapso, obtenida para e *MIDR* en la dirección X, garantiza niveles de seguridad aceptables para el *PGA* de verificación.

Queda claro que el colapso de la estructura se dará para un nivel de amenaza cercano a 0.7g, lo cual además concuerda con los valores obtenidos para el análisis estático incremental, en el que la curva media en la dirección X presenta una sección plana en el desplazamiento que indica el mecanismo de colapso, para una aceleración alrededor de 0.65g.

Capítulo 7. MODELO PARAMÉTRICO Y MODELO DE DAÑO

7.1. INTRODUCCIÓN

Los métodos probabilistas empleados aquí para analizar el comportamiento sísmico de las estructuras, conllevan un alto costo computacional. Esto los convierte en procedimientos con aspectos poco atractivos para el análisis masivo de edificaciones, a pesar de que brindan una buena aproximación a la respuesta esperada de las estructuras ante futuros eventos sísmicos.

Con el propósito de caracterizar el comportamiento de una o varias estructuras, se han propuesto modelos simplificados que logran condensar sus principales propiedades mediante un número limitado de parámetros, permitiendo reproducir de forma fácil y sencilla, los principales resultados obtenidos con métodos más sofisticados y complejos de análisis.

En este capítulo se aplican dos modelos, uno para parametrizar la curva o espectro de capacidad y otro para replicar el daño obtenido con el índice de Park y Ang (1985). El modelo paramétrico consiste en realizar un ajuste de las curvas obtenidas del análisis estático no lineal, siendo posible mediante 5 parámetros obtener una función que reproduce la curva de capacidad inicial (Pujades et al., 2015).

Para el modelo de daño se utilizó como referencia el modelo propuesto en Pujades et al. (2015), proponiendo una modificación que lo mejora. Estos ajustes toman como referencia la curva de capacidad del análisis estático no lineal, la cual es de uso más común tanto en las investigaciones disponibles como en el ámbito profesional.

7.1.1. ANTECEDENTES

El modelo de capacidad propuesto por Pujades et al. (2015) se ha aplicado a las curvas de capacidad obtenidas mediante análisis estático no lineal. Además, el modelo de daño propuesto en el mismo trabajo se ha calibrado para los edificios estudiados, con base en las curvas de daño del análisis dinámico. Vale la pena recordar que el modelo de daño propuesto en esta referencia, utiliza una combinación de dos curvas o índices que representan la degradación estructural; el primero contempla la disipación de energía inelástica y el segundo considera la degradación de la rigidez secante.

El modelo brinda buenos resultados en el ajuste de estructuras flexibles. Sin embargo, al realizar el ajuste de algunas tipologías estructurales que emplean elementos de gran rigidez relativa, como los dos casos estudiados en este documento, el modelo no es capaz de representar bien evoluciones bruscas del daño que, frecuentemente puede presentarse como un salto coincidente con el inicio de roturas frágiles o con la plastificación de elementos estructurales importantes.

Por este motivo se realiza una nueva propuesta que mejora de forma significativa el modelo de daño de Pujades et al. (2015). Esta nueva propuesta añade, al modelo de daño, la degradación de la rigidez tangente, que es sensible y capta mejor los cambios bruscos en la pendiente (primera derivada) de la curva de capacidad con lo que permite ajustar también estas variaciones bruscas en el daño.

7.1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Como hemos mencionado más arriba, la obtención de curvas de daño a partir del análisis dinámico incremental, requiere de un esfuerzo computacional elevado, el cual por lo general va acompañado de una dificultad adicional en la definición adecuada de la demanda sísmica, así como en la interpretación de los resultados obtenidos. La reproducibilidad de la curva de daño dinámica, partiendo sólo de la curva de capacidad de la estructura, constituye un avance importante en la implementación de modelos de daño más complejos en los análisis masivos de estructuras y puede ser de gran utilidad, por ejemplo, en los análisis de riesgo sísmico a nivel de grandes ciudades o regiones. La bondad del nuevo modelo de daño aquí propuesto se verifica mediante un análisis de errores y, finalmente se valoran y discuten sus principales ventajas y dificultades específicas.

7.1.3. ESTRUCTURA DEL CAPÍTULO

Además de la sección inicial (sección 7.1) dedicada a la introducción de la temática y de la sección final (sección 7.4) dedicada al resumen, conclusiones, implicaciones y recomendaciones sobre los modelos de capacidad y de daño, el núcleo duro del capítulo se expone en dos secciones importantes. La primera (sección 7.2) se dedica a la aplicación del modelo paramétrico a las curvas de capacidad obtenidas en esta tesis; mientras

que la segunda (Sección 7.3) se dedica al análisis y mejora del modelo de daño. De acuerdo con el desarrollo y objetivos de esta tesis, las aplicaciones se efectúan tanto desde un enfoque determinista como probabilista.

7.2. CAPACIDAD

En esta sección se describe el modelo paramétrico y su aplicación a las curvas de capacidad de los edificios estudiados en esta Tesis, tanto mediante un enfoque determinista como probabilista.

7.2.1. BREVE REVISIÓN DEL MODELO PARAMÉTRICO

El modelo paramétrico de la curva de capacidad sigue el procedimiento propuesto por Pujades et al. (2015). Para empezar, se debe tener una curva de capacidad a la que se le determina la proyección de la sección elástica y se realiza la resta entre la sección elástica y la curva de capacidad para obtener el tramo inelástico de la curva (F_{NL}), el cual se define como:

$$F_{NL}(\delta) = F_L(\delta) - F(\delta) = m\delta - F(\delta) \quad 7-1$$

donde F_L es la sección elástica lineal, m es la pendiente del tramo elástico y $F(\delta)$ es la función original de la curva de capacidad. A cada una de las tres curvas se le determina la derivada respecto al desplazamiento que, para el caso de la recta elástica, es una línea horizontal correspondiente al valor de la pendiente inicial de la curva o espectro de capacidad. Para el caso de la curva $F_{NL}(\delta)$, al derivar la 7-1 respecto al desplazamiento se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{d}{d\delta} F_{NL}(\delta) = m - \frac{d}{d\delta} F(\delta) \quad 7-2$$

En la Figura 7-1 se representan las curvas de capacidad original con la proyección de la sección elástica (parte lineal) y la parte no lineal, así como sus correspondientes derivadas.

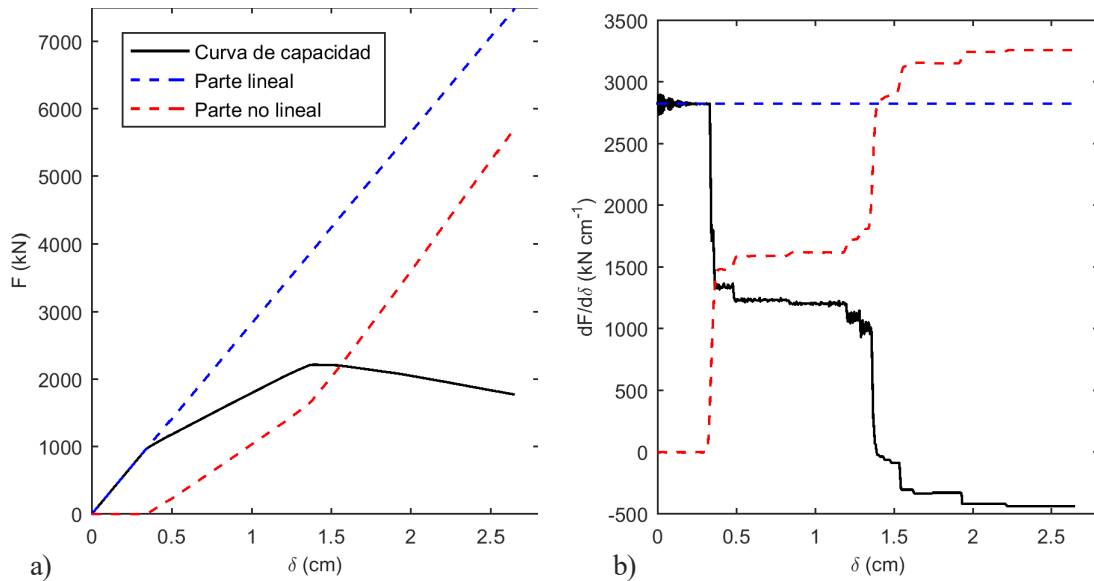


Figura 7-1. a) Curva de capacidad y partes lineal y no lineal. b) derivadas con respecto al desplazamiento.

El siguiente paso para determinar el ajuste, es normalizar tanto la parte no lineal como su derivada. El modelo supone que la derivada de la parte no lineal normalizada, sigue una función log-normal o beta cumulativa. De esta forma, la parte no lineal de la curva de capacidad, salvo constantes adecuadas de normalización, puede representarse bien mediante la función cumulativa de una función log-normal (o beta) cumulativa. La normalización de la primera derivada de la sección no lineal se realiza aplicando un factor de normalización, llamado B , de la siguiente manera:

$$\psi'(A\delta) = B \frac{d}{d\delta} F_{NL}(\delta) \quad 0 \leq A\delta \leq 1 \quad 7-3$$

El factor B debe tener en cuenta el rango de valores extremos en la función de la derivada, mientras que el factor A utiliza el desplazamiento máximo como factor de normalización, es decir:

$$A = \frac{1}{\delta_{max}}, B = \frac{1}{m - m_f} \quad 7-4$$

donde m es el valor inicial de la derivada, que a su vez es el valor de la pendiente del tramo elástico lineal y m_f es la pendiente final. La función acumulativa se puede escribir considerando los límites y variables disponibles de la siguiente manera:

$$\psi'(A\delta) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}B} \int_0^{A\delta} \frac{e^{-(\ln(A\delta) - \ln(\mu))^2 / 2\sigma^2}}{A\delta} dA\delta \quad 0 \leq A\delta \leq 1 \quad 7-5$$

La parte no lineal ajustada será la función cumulativa de la función definida en la ecuación (7-5).

Así el modelo queda completamente definido mediante 5 parámetros. Los dos primeros corresponden con los parámetros propios de la función de densidad de probabilidad (*pdf*) log-normal, uno de localización (μ) y otro que define la dispersión de la función (σ). Con estos dos valores se obtienen las curvas normalizadas, por lo

que se necesita de la pendiente elástica (m), el desplazamiento máximo (δ_{\max}) y la amplitud máxima de la curva de capacidad ($F(\delta_{\max})$); a partir de estos parámetros se puede obtener también la pendiente final.

A continuación, se muestran los resultados de la aplicación del modelo a las estructuras de mampostería (*VUM*) y de concreto reforzado (*EDCR*) analizadas con detalle en los capítulos anteriores.

7.2.2. CASO DETERMINISTA

El modelo de capacidad, debido a los procedimientos de normalización involucrados, vale tanto para curvas como para espectros de capacidad. La única diferencia entre ambas representaciones está en las unidades, que se hallan implícitas en los factores de normalización en abscisas y en ordenadas. Aquí se procede con los espectros de capacidad.

Los espectros de capacidad de la estructura de mampostería muestran un comportamiento muy característico de estructuras frágiles. Éstas alcanzan su punto de capacidad última a ductilidades bajas, para después presentar un tramo con pendiente negativa hasta llegar al punto de colapso o de capacidad última, el cual se define como el punto donde la capacidad ha decrecido un 20%.

En la Figura 7-2 se muestra el ajuste realizado para la parte no lineal del espectro de la estructura *VUM* en la dirección X. La primera derivada de la parte no lineal muestra la existencia de dos cambios bruscos en la curva, los cuales se manifiestan como saltos verticales en la derivada. Estos cambios son difíciles de captar por la curva acumulativa, pues las distribuciones de probabilidad poseen un comportamiento suave. Con todo, se observa que en promedio se obtiene un acuerdo razonablemente bueno entre la curva de capacidad no lineal normalizada y el modelo ajustado por mínimos cuadrados. Obsérvese también cómo los errores, determinados como la diferencia absoluta entre los tramos no lineales normalizados de la curva real y modelada, son mayores en los cambios bruscos de pendiente del espectro de capacidad.

Para el caso de la dirección Y de la estructura *VUM* mostrado en la Figura 7-3, el comportamiento de la primera derivada de la parte no lineal presenta un comportamiento más uniforme. Sin embargo, es posible observar también dos tramos semi-verticales en los que se da una pérdida importante de la rigidez tangente en la estructura. Obsérvese cómo los patrones de los errores y de la derivada del espectro de capacidad son muy similares con los de la dirección X (Figura 7-2).

Los dos ajustes mostrados poseen un error máximo cercano al 4%. Este error se considera aceptable a pesar de que, en el documento de referencia de Pujades et al. (2015), al realizar el ajuste para una estructura flexible a base de marcos de concreto reforzado, el error ronda el 0.5%.

La segunda derivada de la parte no lineal del espectro de capacidad parece estar relacionada con los procesos locales de rotura. Así, por ejemplo, en el caso de la dirección X, permite ver con mayor claridad dos

desplazamientos espectrales donde se da una rotura probablemente correspondiente a formación de rótulas plásticas en la estructura, pues cada salto en la curva se correlaciona con un tramo vertical en la primera derivada que, a su vez, se corresponde con el cambio significativo y relativamente brusco en la pendiente del espectro de capacidad.

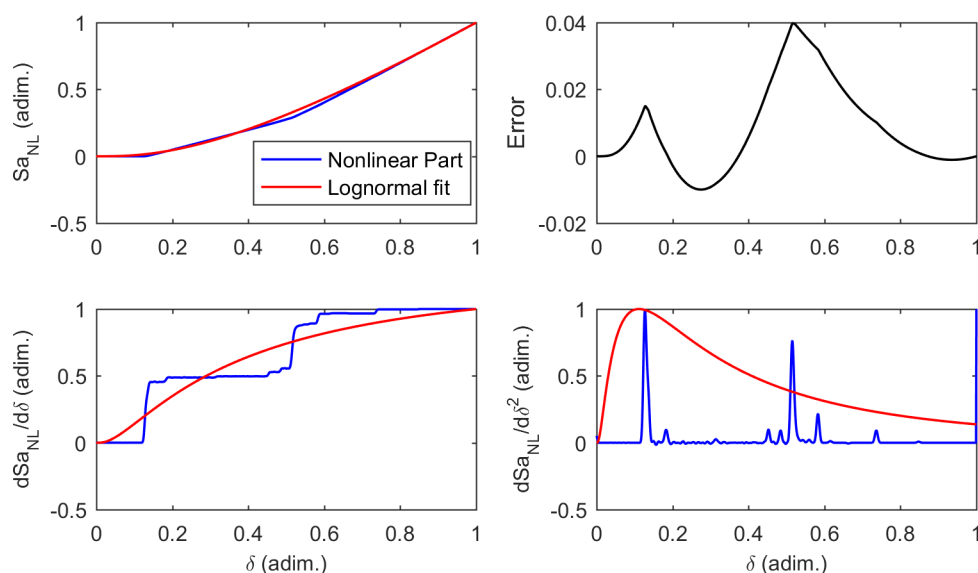


Figura 7-2. Modelo ajustado del espectro de capacidad en la dirección X de la estructura VUM, se muestra la parte no lineal de la curva, su primera y segunda derivada así como el error del ajuste.

Los modelos ajustados mostrados corresponden con los valores de μ y σ de la función log-normal. Éstos minimizan el error cuadrático medio, empleando un vector con múltiples valores de las dos variables, dentro de un rango de valores en lo que se considera posible se localice el mejor ajuste.

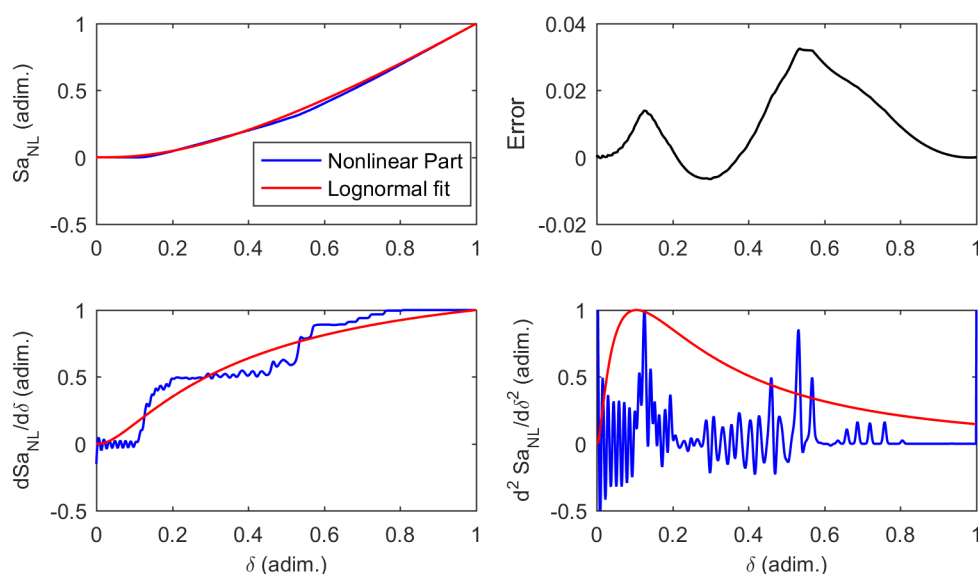


Figura 7-3. Ajuste del espectro de capacidad en la dirección Y de la estructura VUM, se muestra la sección no lineal de la curva su primera y segunda derivada así como el error del ajuste.

Una vez definidos los dos primeros parámetros del modelo, se definen los tres factores restantes, los cuales se obtienen de manera directa del espectro de capacidad. En la siguiente figura se muestran los espectros de capacidad originales y los modelos ajustados. Se aprecia cómo las zonas en las que se presentan los máximos errores corresponden con las zonas donde se da un cambio brusco de la pendiente de la curva. Además, en este caso se subestima el valor de la capacidad espectral, lo que estaría del lado de la seguridad a la hora de evaluar el desempeño de la estructura.

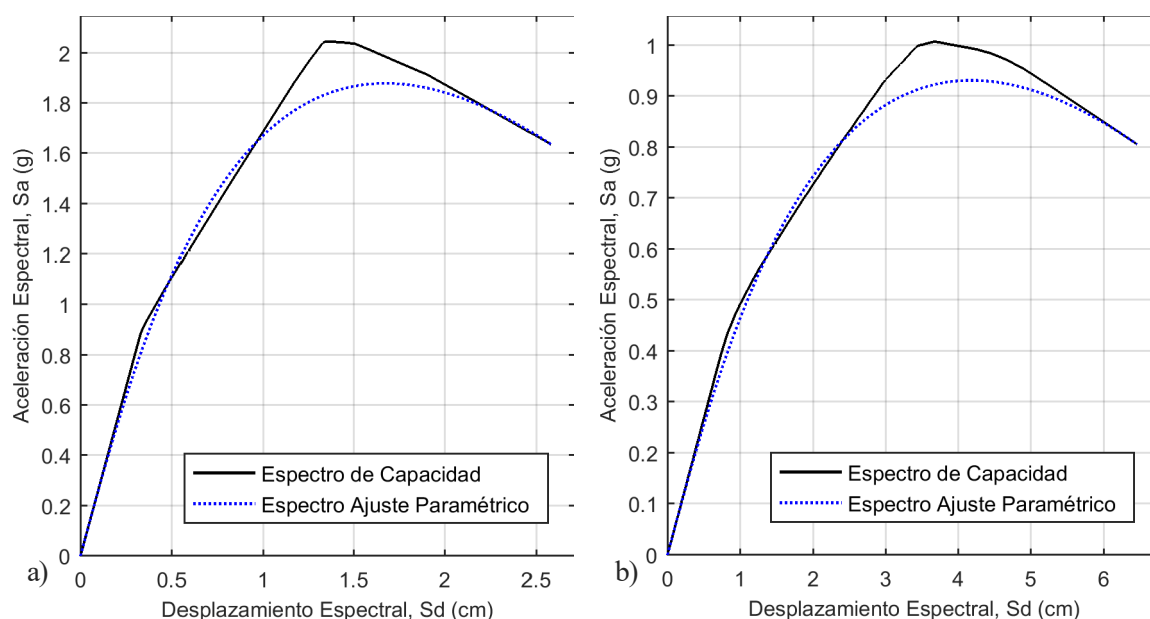


Figura 7-4. Espectros de capacidad de estructura VUM ajustados con el modelo paramétrico de Pujades et al. (2014) en: a) dirección X y b) dirección Y.

En la Tabla 7-1 se resumen los valores de los 5 parámetros de los modelos. La dirección X muestra una pendiente del tramo elástico mucho mayor que la de la dirección Y, pero los valores en los parámetros de la distribución log-normal son similares al ser independientes de los factores de la normalización del tramo no lineal. Vale la pena notar que esto también indica que las partes no lineales normalizadas de ambos espectros de capacidad son muy similares indicando un patrón común de degradación.

Tabla 7-1. Resumen de parámetros para los ajustes de los casos determinista de la estructura VUM.

Caso	μ	σ	S_{a_u} (g)	S_{d_u} (cm)	m (g/cm)
Dirección X	0.375	1.100	1.634	2.583	2.677
Dirección Y	0.394	1.150	0.806	6.465	0.533

Para el caso de las curvas de capacidad de la estructura VUM, se ve la oportunidad de mejorar el ajuste obtenido si se considera una separación de la curva inicial en dos tramos. Esto se logra ver por la forma que presentan las primeras derivadas de ambas curvas, en las que se presenta un tramo plano cercano al valor normalizado de 0.5. La selección del tramo en que se debe dividir la curva de capacidad no es trivial, pues al separar la curva en dos tramos, existirán puntos en los que un tramo posee un buen ajuste, pero quizá el segundo tramo no, por lo que se debe considerar el error global respecto a la curva original. En la Figura 7-5 se muestra el ajuste

obtenido en las dos direcciones de análisis al considerar dos tramos de ajuste. Si se compara con el ajuste de la Figura 7-4 se observa la notable mejoría en la representación del espectro de capacidad al considerar la separación de la curva.

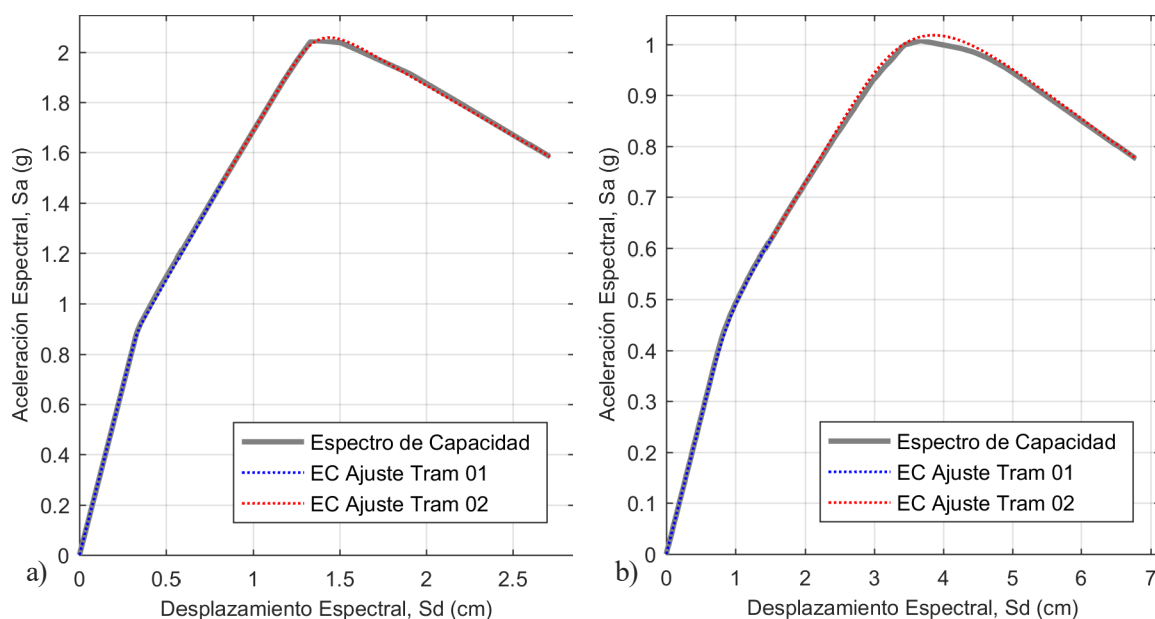


Figura 7-5. Espectros de capacidad de estructura VUM ajustados con el modelo paramétrico de Pujades et al. (2015) con 2 tramos de ajuste en: a) dirección X y b) dirección Y.

En la Tabla 7-2 se presentan los parámetros obtenidos para el ajuste por tramo (10 parámetros por cada curva, 5 por cada tramo). El desplazamiento en que se separan las curvas corresponde al desplazamiento último para el primer tramo. Al realizar la separación en tramos, cada uno de estos se trata como si fuera una curva independiente a la cual se le realiza el ajuste paramétrico, es por esta razón que los valores de la aceleración para el punto de capacidad última del tramo 2 no corresponde con los del espectro de capacidad original. Para que coincidan, es necesario trasladar el inicio de la curva del tramo 2 al final de la curva del tramo 1.

Tabla 7-2. Resumen de parámetros para los ajustes por tramos de los casos determinista de la estructura VUM.

Caso	Tramo	μ	σ	$S_{a,u}$ (g)	$S_{d,u}$ (cm)	m (g/cm)
Dirección X	Tramo 1	0.4015	0.05	1.49	0.829	2.677
	Tramo 2	0.285	0.20	0.0925	1.883	1.147
Dirección Y	Tramo 1	0.5695	0.20	0.6197	1.519	0.533
	Tramo 2	0.3835	0.30	0.1552	5.269	0.225

Para el caso del modelo de la estructura de concreto reforzado, *EDCR*, el resultado del ajuste brinda una mejor aproximación de la curva real, ya que los espectros de capacidad tienen una forma más suavizada y no presentan cambios abruptos en la rigidez de la estructura. En la Figura 7-6 se muestra el resultado del ajuste. El espectro de capacidad en la dirección Y, para desplazamientos superiores a 30 cm, muestra una zona en la que el ajuste no logra reproducir la capacidad máxima, debido a que la derivada de la parte no lineal presenta

oscilaciones a causa de las pequeñas variaciones en el espectro de capacidad. En el tramo final de la curva hay procesos que no se describen bien con el modelo usado.

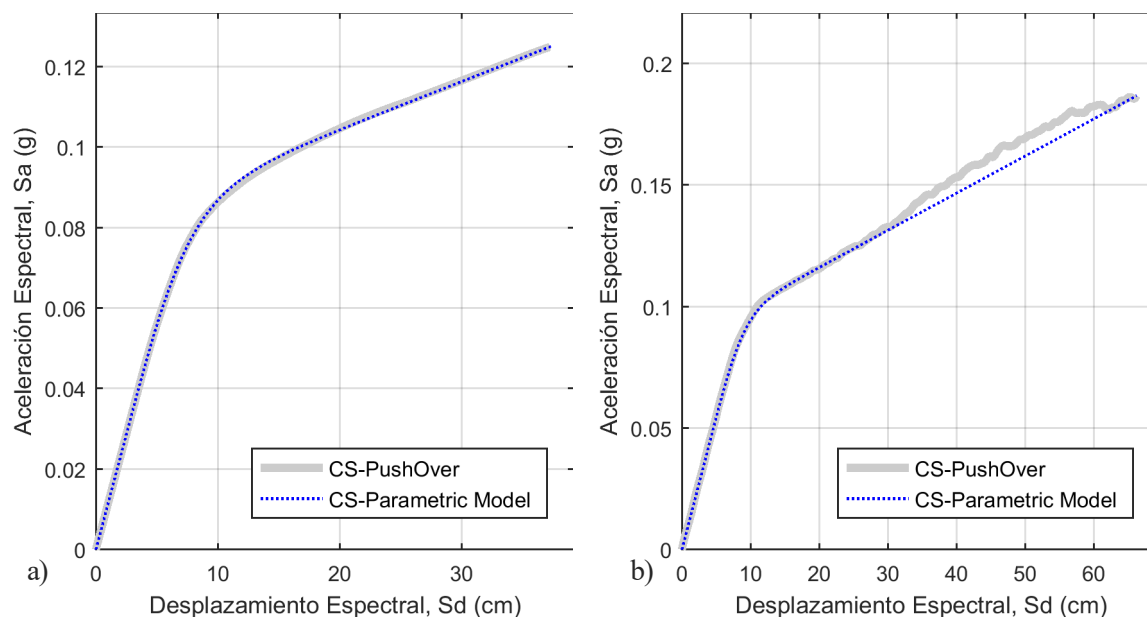


Figura 7-6. Espectros de capacidad de estructura EDCR ajustados con el modelo paramétrico de Pujades et al. (2015) en: a) dirección X y b) dirección Y.

En la Tabla 7-3 se muestran los valores resultantes para los parámetros del modelo de ajuste del *EDCR*. En este caso, a diferencia del caso de la estructura *VUM*, la pendiente de las dos curvas es muy similar, lo cual concuerda con la cercanía entre los periodos de los modos de oscilación principales. Además, los parámetros de la log-normal, muestran mayores diferencias en las direcciones X e Y aunque éstas tampoco son significativas.

Tabla 7-3. Resumen de parámetros para los ajustes de los casos determinista de la estructura EDCR.

Caso	μ	σ	S_{a_u} (g)	S_{d_u} (cm)	m (g/cm)
Dirección X	0.194	0.378	0.125	37.36	0.01145
Dirección Y	0.132	0.284	0.187	66.34	0.01090

7.2.3. CASO PROBABILISTA

La aplicación del modelo paramétrico en el ajuste de curvas de capacidad provenientes de un análisis con enfoque probabilista no es una tarea trivial. El mayor problema con realizar esta tarea, es que el resultado del medio o mediano del ajuste de un conjunto de curvas, no tiene porqué modelar de manera adecuada las características de las curvas individuales, especialmente en el caso en que el ajuste de curvas específicas, como las deterministas mostradas anteriormente, no poseen una claridad en la definición de los parámetros que componen el modelo.

Lo que se considera apropiado es el ajuste de curvas individuales, para las cuales se puede definir un conjunto de parámetros específicos que logran captar la esencia de la estructura representada por dicha curva. Si consideramos que las curvas de mayor relevancia del análisis probabilista son las que definen el valor mediano (percentil 50) y los márgenes de confianza definidos con los percentiles 5 y 95 (ver Figura 5-11 para la estructura *VUM* y Figura 6-27 para *EDCR*), se aplicara el modelo paramétrico únicamente a dichas curvas, ajustando de esta forma curvas individuales que engloban parte de los resultados del análisis probabilista.

Para el caso de la estructura *VUM* se aplica el ajuste a tramos, pues como se demostró para el caso determinista, el ajuste es de mucha mejor calidad que aplicando un único ajuste para toda la curva. En la Figura 7-7 se muestra el resultado del ajuste para las dos direcciones de análisis, en las que se observa el buen ajuste alcanzado. En la Tabla 7-2 se muestra el resumen de los 5 parámetros para cada uno de los 2 tramos de las curvas.

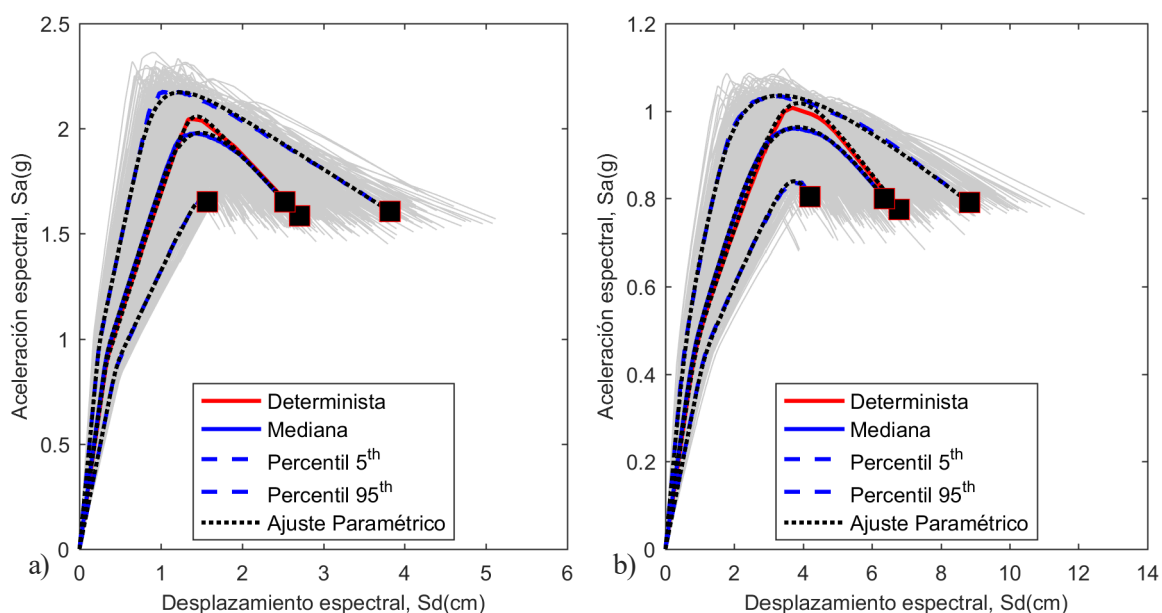


Figura 7-7. Ajuste paramétrico para curvas obtenidas del análisis probabilista. Valores Mediano, y percentiles 5 y 95 para VUM en: a) dirección X y b) dirección Y.

Tabla 7-4. Resumen de parámetros para los ajustes por tramos de curvas obtenidas del análisis probabilista de la estructura VUM.

Dirección X						
Caso	Tramo	μ	σ	$S_{a,u}$ (g)	$S_{d,max}$ (cm)	m (g/cm)
Valor mediano	Tramo 1	0.398	0.1	1.544	0.843	2.7939
	Tramo 2	0.27	0.6	0.1057	1.685	1.170
Percentil 05	Tramo 1	0.3825	0.1	1.47	1.186	1.939
	Tramo 2	0.6990	0.25	0.179	0.386	0.753
Percentil 95	Tramo 1	0.39	0.1	1.6715	0.622	4.05
	Tramo 2	0.0905	0.65	-0.068	3.204	1.763
Dirección Y						
Caso	Tramo	μ	σ	$S_{a,u}$ (g)	$S_{d,max}$ (cm)	m (g/cm)
Valor mediano	Tramo 1	0.562	0.25	0.619	1.423	0.571
	Tramo 2	0.371	0.65	0.180	4.937	0.2458
Percentil 05	Tramo 1	0.4985	0.15	0.6385	2.212	0.398
	Tramo 2	0.9065	0.35	0.1654	1.979	0.1633
Percentil 95	Tramo 1	0.3860	0.45	0.858	1.562	0.8567
	Tramo 2	0.0890	1.1	-0.068	7.273	0.2883

Para el caso de la estructura *EDCR* se emplea un ajuste simple para toda la curva, por lo que se reporta únicamente 5 parámetros por cada curva. En la Figura 7-8 se muestran los ajustes realizados para las curvas mediana, percentil 5, 95 y caso determinista tanto en la dirección X como en la dirección Y. En la Tabla 7-5 se muestran los valores para el modelo paramétrico de los diferentes ajustes.

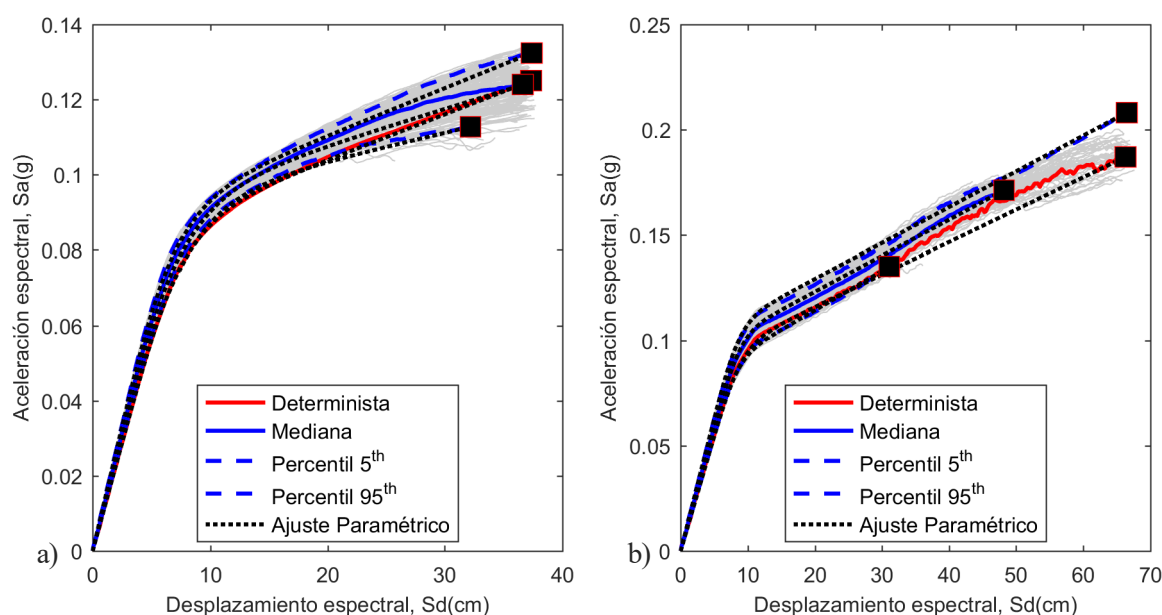


Figura 7-8. Ajuste paramétrico para curvas obtenidas del análisis probabilista. Valores Mediano, y percentiles 5 y 95 para EDCR en: a) dirección X y b) dirección Y.

Tabla 7-5. Resumen de parámetros para los ajustes por tramos de curvas obtenidas del análisis probabilista de la estructura EDCR.

Dirección X					
Caso	μ	σ	$S_{a,u}$ (g)	$S_{a,max}$ (cm)	m (g/cm)
Valor mediano	0.19	0.456	0.121	45.52	0.0098
Percentil 05	0.23	0.4485	0.11	40.01	0.0091
Percentil 95	0.175	0.4113	0.1291	46.46	0.0104
Dirección Y					
Caso	μ	σ	$S_{a,u}$ (g)	$S_{a,max}$ (cm)	m (g/cm)
Valor mediano	0.1796	0.2394	0.1711	63.95	0.0088
Percentil 05	0.2667	0.2413	0.1351	41.28	0.0082
Percentil 95	0.128	0.2496	0.2081	88.27	0.0095

7.3. MODELOS DE DAÑO

Las curvas de daño obtenidas a partir del análisis dinámico incremental, se han obtenido de acuerdo al estado del arte en la caracterización del comportamiento dinámico de las estructuras ante acciones sísmicas. A pesar de que la información obtenida es de mucha valía, el costo computacional y la complejidad en la formulación del análisis pueden limitar su uso al campo de la investigación, desincentivando aplicaciones en el ámbito profesional.

Con el propósito de simplificar, y así extender, el uso de métodos que cuantifiquen el daño esperado para diferentes acciones sísmicas, se presentan aquí tres técnicas que permiten estimar el daño esperado, a partir de las curvas y espectros de capacidad. La calibración de estas técnicas se basan en el daño obtenido a partir del análisis dinámico incremental, concretamente, usando el índice de daño de Park y Ang (1985).

El primer modelo de daño ensayado es el propuesto por Pujades et al. (2015) en la misma publicación donde se propuso el modelo paramétrico expuesto y ensayado en la sección anterior. Los otros dos métodos, aunque se basan en éste, son nuevos ya que realizan modificaciones significativas en la formulación inicial del modelo introduciendo nuevas funciones y parámetros que dotan al modelo de daño de una mayor versatilidad y robustez.

7.3.1. MODELO BÁSICO

El modelo de daño propuesto por Pujades et al. (2015) toma como base el modelo de daño propuesto para el propio índice de Park y Ang (1985), en el cual se define al daño como una combinación de dos términos, uno que depende del desplazamiento y otro que depende de la energía disipada por deformación inelástica.

Tomando lo visto para la curva de capacidad, en la que se logra dividir la misma en sus partes lineal y no lineal se definen dos nuevas curvas. La primera, representa la porción de energía disipada, $E_N(\delta_N)$, y se obtiene mediante una integración de la parte no lineal de la curva de capacidad; la segunda, representa la degradación de la rigidez secante, $K_N(\delta_N)$ y se puede obtener también mediante un sencillo cociente entre las ordenadas y abscisas de la parte no lineal de la curva/espectro de capacidad. Ambas curvas se normalizan, en abscisas y en ordenadas, de forma que representan energías y rigideces relativas a las correspondientes al punto de capacidad última. Para los detalles de la formulación del modelo de daño véase Pujades et al. (2015). El índice de daño DI_{CC} se define entonces con la siguiente ecuación.

$$DI_{CC}(\delta_N) = aK_N(\delta_N) + (1 - a)E_N(\delta_N) \quad 7-6$$

Donde δ_N es el desplazamiento normalizado al desplazamiento último y a es un parámetro que reparte las contribuciones al daño de la degradación de rigidez, debido a la incursión de la estructura en el rango no lineal, y la debida a la disipación de energía histerética. Una de las ventajas de este método es que este parámetro se puede calibrar para diferentes acciones sísmicas ya que, probablemente para acelerogramas de mayor duración (mayor número de ciclos), la contribución de la disipación de energía será mayor.

Se describe brevemente a continuación la construcción de estas funciones. La función de energía se determina como el área debajo de la curva de la función no lineal (F_{NL}), hasta un cierto desplazamiento δ , con la siguiente forma:

$$E(\delta) = \int_0^{\delta} F_{NL}(\xi) d\xi; \quad 0 \leq \delta \leq \delta_u \quad 7-7$$

La función tiene unidades de energía, pero no está normalizada por lo que se aplica una normalización respecto al valor obtenido para el desplazamiento último considerado y a su vez se normaliza para este desplazamiento, quedando que:

$$E_N(\delta_N) = \frac{E(\delta/\delta_u)}{E(\delta_u)}; \quad 0 \leq \delta_N \leq 1; \quad 0 \leq E_N(\delta_N) \leq 1 \quad 7-8$$

Para la función de rigidez secante normalizada se utiliza la parte no lineal normalizada, si bien puede usarse también la curva/espectro de capacidad completa. Las siguientes ecuaciones muestran estas dos formas de definir esta función:

$$K_N(\delta) = \frac{\left[\frac{F_{NL}(\delta)}{\delta} \right]_{max} - \frac{F_{NL}(\delta)}{\delta}}{\left[\frac{F_{NL}(\delta)}{\delta} \right]_{max} - \left[\frac{F_{NL}(\delta)}{\delta} \right]_{min}} = \frac{\left[\frac{F(\delta)}{\delta} \right]_{max} - \frac{F(\delta)}{\delta}}{\left[\frac{F(\delta)}{\delta} \right]_{max} - \left[\frac{F(\delta)}{\delta} \right]_{min}}; \quad 7-9$$

$$0 \leq \delta \leq \delta_u; \quad 0 \leq K_N(\delta) \leq 1$$

$$K_N(\delta_N) = K_N \left(\delta / \delta_u \right) \quad 7-10$$

Para la calibración final del índice se debe encontrar el valor de a que minimice la diferencia entre la curva obtenida para el índice de Park y Ang y el nuevo índice de daño. La definición del punto de capacidad última no es trivial, pues puede y suele estar sujeta a distintos criterios, no exentos de opinión experta. Así es posible que el desplazamiento máximo, entendiendo como tal el desplazamiento de colapso, obtenido en los análisis dinámicos no coincida con el desplazamiento último del análisis estático. Para sustraerse a estos desajustes se redefinirá el punto de capacidad última o de colapso como el valor mínimo de estos dos desplazamientos⁸.

Para el análisis dinámico no lineal determinista, se realizó la evaluación estructural para tres sismos que fueron seleccionados por su relevancia histórica y potencial destructivo. Para realizar el ajuste del modelo de daño se ha tomado la curva promedio, con lo que únicamente se realiza un ajuste en cada dirección.

En la normalización de la curva de daño se han empleado dos criterios: i) se hace coincidir el desplazamiento en el que inicia el daño para la curva DI_{PA} con el primer tramo vertical observado en la primera derivada del espectro de capacidad, con esto se garantiza que el inicio en la degradación de la estructura coinciden y ii) superponer tanto el espectro de capacidad como la curva de daño en un mismo plano haciendo uso de las relaciones obtenidas en los capítulos anteriores de $PGA-\delta_{pp}$ (del análisis estático incremental) y $PGA-\delta_{max}$ (del análisis dinámico incremental), definiendo aquí el punto de capacidad última. En la Figura 7-9 se muestra la sincronización entre la curva DI_{PA} y el espectro de capacidad para la estructura *VUM*.

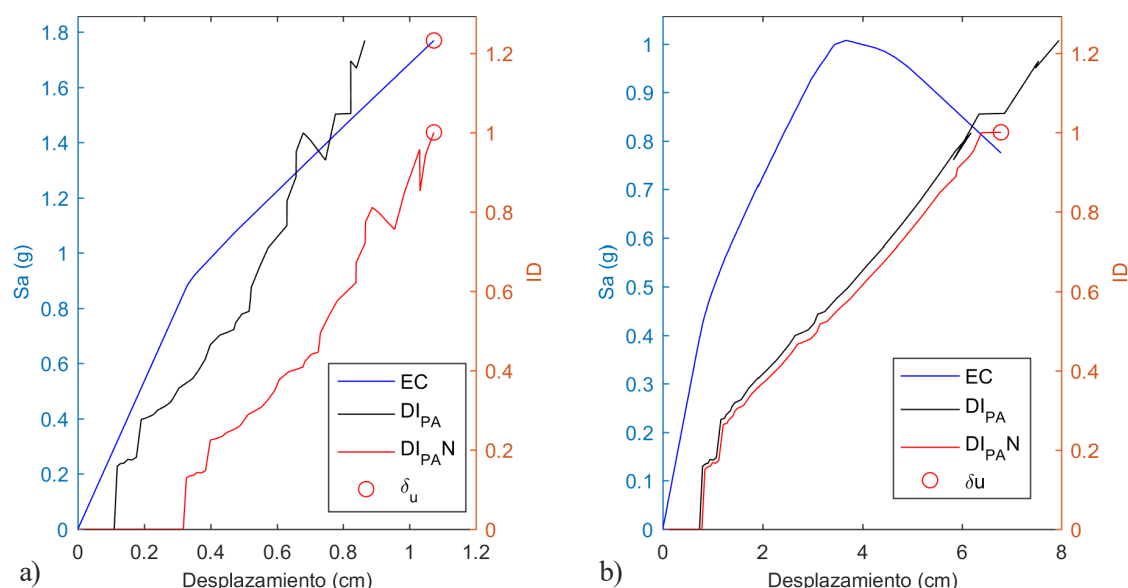


Figura 7-9. Sincronización de curva DI_{PA} con espectro de capacidad para definir punto de normalización para estructura VUM en: a) dirección X y b) dirección Y.

⁸ Si se realiza un análisis dinámico en tres dimensiones, se debe tener en cuenta que el índice de daño global obtenido representa un daño medio esperado en la estructura, es decir, promediando el daño en todas las direcciones. Por este motivo, si en el modelo estructural existe una dirección débil, en la que el daño predomine, probablemente las curvas de daño resultantes del análisis dinámico se ajustarán mejor con la obtenida a partir del espectro/curva de capacidad en dicha dirección.

Las relaciones entre δ_{PP} y δ_{max} para el caso de *VUM* (ver sección 4.3.2) sigue una tendencia que para el caso de la dirección X es casi lineal hasta el desplazamiento de colapso del análisis dinámico, mientras que para la dirección Y, la relación es lineal hasta un desplazamiento cercano a 5cm, punto a partir del cual el desplazamiento para el *PP* subestima el obtenido para el valor del análisis dinámico. Se considera entonces que la sincronización entre las dos curvas será válida y se utiliza el desplazamiento máximo del análisis dinámico en la curva DI_{PA} .

La Figura 7-10 muestra el resultado del ajuste para la estructura *VUM*. En este caso, el daño está muy influenciado por el comportamiento de la estructura en la dirección Y, por lo que el ajuste posee una mayor concordancia con la curva de daño en esta dirección. Los factores de ajuste empleados son de 0.506 para la dirección X y 0.891 para la dirección Y.

En ambas direcciones se observa cómo el modelo de daño no captura bien los saltos bruscos, o incrementos súbitos, de daño, particularmente, en este caso, al inicio de la curva; además, en la dirección Y, el modelo es altamente dependiente de la curva de rigidez. Por otra parte, se observa una mejor aproximación en la dirección Y al índice de daño DI_{PA} , por lo que se puede intuir que la dirección “débil” se ajustará mejor a la curva de daño global.

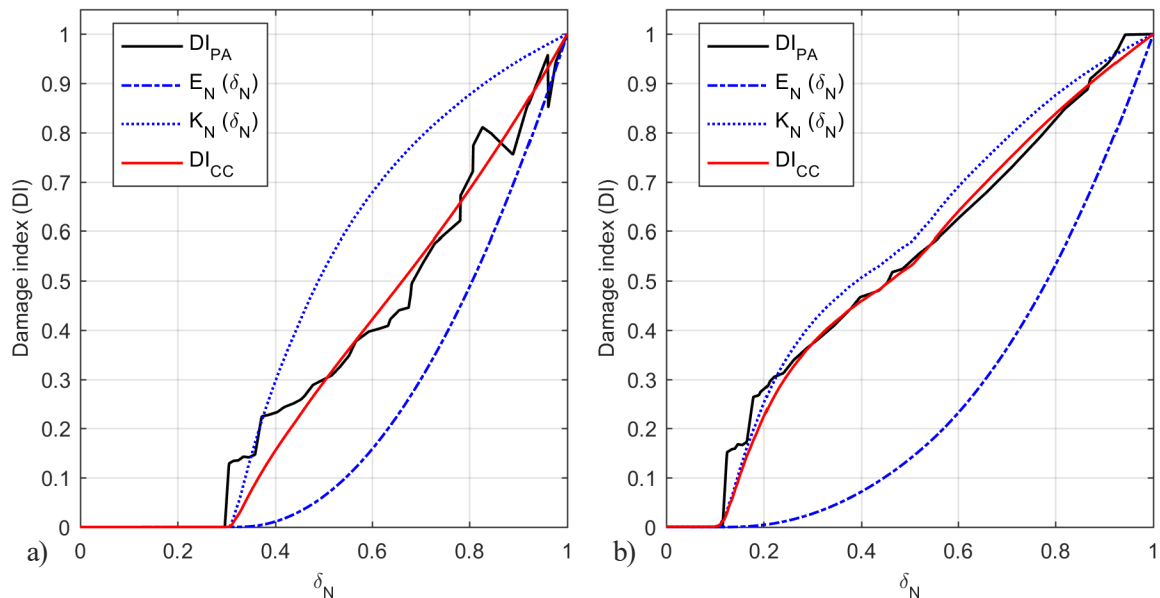


Figura 7-10. Ajuste del modelo de daño en estructura *VUM* con modelo de daño de Pujades et al. (2014) en: a) dirección X y b) dirección Y.

En la estructura *EDCR*, el daño no se ve influenciado por una dirección en particular, pues la dirección débil no es tan evidente como para el caso de la estructura *VUM*. Las diferencias obtenidas en el espectro de respuesta no se ven reflejadas en el análisis dinámico, pues tal y como se analizó en la sección 6.3.2, el punto de colapso en las dos direcciones del análisis dinámico, se aproxima más al comportamiento observado en la dirección X

que en la dirección Y, en la que además al realizar el análisis probabilista se encontró una gran dispersión en la ubicación del punto de capacidad última.

Estas diferencias hacen que el ajuste del modelo de daño sufra grandes variaciones, especialmente a la hora de normalizar la curva DI_{PA} , como se puede observar en la Figura 7-11, donde para la dirección X, el punto de normalización posee un valor para el DI_{PA} cercano a 1.0, mientras que para la dirección Y se posee un valor muy superior a la unidad.

La Figura 7-12 muestra el resultado del ajuste, en el que se emplea un factor de 0.536 para la dirección X y 0.159 para la dirección Y. Al igual que la estructura *VUM*, el modelo del edificio de concreto reforzado presenta un salto vertical al inicio de la curva de daño difícil de reproducir, debido a que la curva de rigidez secante posee un crecimiento lento en la zona en la que se presenta el salto.

A pesar de no ser clara la dirección débil de la estructura *EDCR*, de acuerdo al análisis realizado, se puede decir que la dirección X será la dirección débil, pues de acuerdo al análisis de capacidad espectral es el que resiste una menor *PGA* antes del colapso, lo cual se verifica y consolida en el análisis dinámico en el cual se define el punto de colapso para niveles en el parámetro de amenaza ligeramente inferiores a la dirección Y. De nuevo el modelo de daño ajusta mejor al considerar entonces la dirección débil de la estructura, que refleja la dirección en la que se concentrará la mayor cantidad de daño durante un sismo.

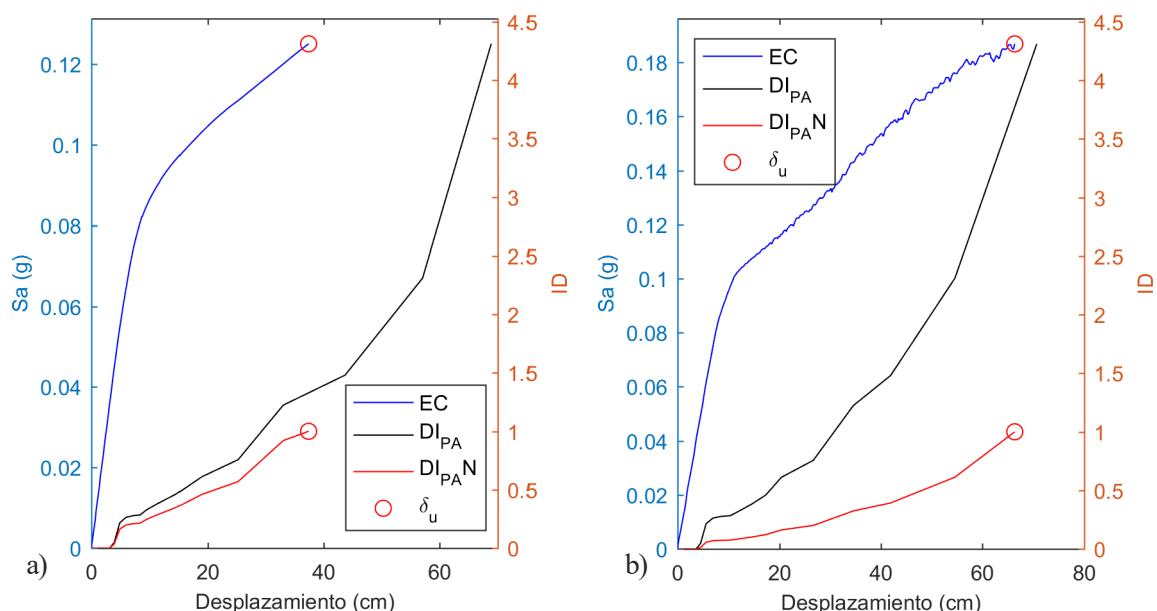


Figura 7-11. Sincronización de curva DI_{PA} con espectro de capacidad para definir punto de normalización para estructura EDCR en: a) dirección X y b) dirección Y.

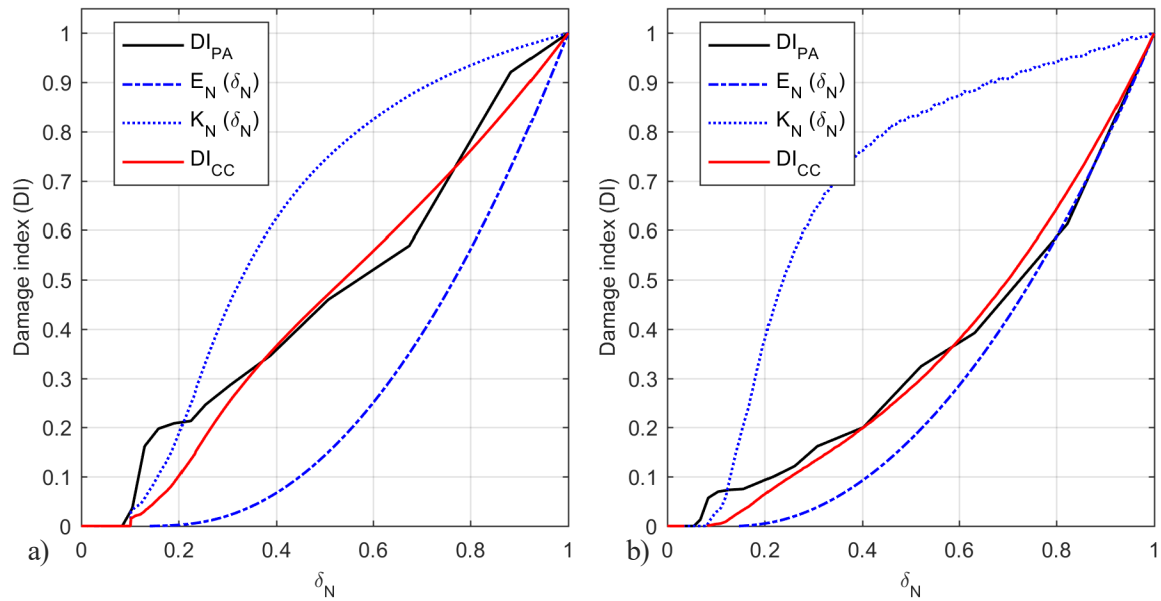


Figura 7-12. Ajuste de curva de daño en estructura EDCR con modelo de daño de Pujades et al. (2015) en: a) dirección X y b) dirección Y.

7.3.2. MODELO MEJORADO

El modelo de Pujades et al. (2015) descrito y aplicado en la sección anterior, se modifica aquí para tener en cuenta también la degradación de la rigidez tangente. Nos referimos al modelo de Pujades et al. (2015) como modelo básico o modelo original. Como hemos visto, este modelo se basa en dos funciones que cuantifican la degradación de rigidez secante y la disipación de energía, relativas al punto de capacidad última. Este modelo presenta dificultades para representar bien caídas bruscas de rigidez que conllevan un aumento súbito del daño. Con el propósito de capturar bien también estos cambios bruscos, casi discontinuos, del daño, se propone incluir en el modelo de daño también una función que represente la degradación de la rigidez tangente, más sensible a estos saltos.

Así, para el modelo mejorado de daño que se propone en esta sección, se realiza primero un estudio sobre el comportamiento en el cambio de la rigidez tangente también relativa al punto de capacidad última, es decir normalizada ($K_T(\delta_N)$) que toma un valor de cero para el tramo lineal inicial de la curva de capacidad y un valor igual a uno para el desplazamiento último, máximo o de colapso. La rigidez tangente se define a partir de la derivada de la parte no lineal del espectro de capacidad (F_{NL} ; ecuación 7-3). A diferencia de la función de rigidez secante (ecuación 7-9), la rigidez tangente refleja el cambio en la pendiente de la curva/espectro de capacidad, por lo que es muy sensible a los saltos verticales, supuestamente en los puntos en los que se generan las rótulas plásticas, que pueden observarse en la Figura 7-2 y en la Figura 7-3.

Lo que se propone entonces, es incluir dentro del modelo inicial un factor de combinación “b” entre las curvas de rigidez tangencial y secante. Así el modelo de daño mejorado se define mediante la siguiente ecuación:

$$DI_{ST}(\delta_N) = a(bK_N(\delta_N) + (1 - b)K_T(\delta_N)) + (1 - a)E_N(\delta_N) \quad 7-11$$

Los parámetros a y b se determinan mediante un procedimiento de mínimos cuadrados dentro de un espacio bidimensional de valores a y b con valores en el intervalo $[0,1]$.

Las curvas de daño de la estructura de mampostería tienen un salto en la parte inicial que se relaciona con la formación de las primeras rótulas plásticas. Este efecto se manifiesta en el cambio de la pendiente en el espectro/curva de capacidad, es decir en la rigidez tangencial. Veremos cómo la ecuación 7-11 permite modelar bien estos saltos y en consecuencia permite mejorar el modelo de daño.

En la Figura 7-13 se muestra el resultado del ajuste para las dos direcciones del modelo *VUM*, donde se emplea un factor a de 0.564 y b de 0.171. El valor b corresponde con el mínimo asignado en el proceso de optimización, lo cual refleja, para este caso, lo pobre que era el ajuste con la rigidez secante, la cual se desprecia al aplicar un factor cercano a cero. Para el caso de la dirección Y los parámetros de ajuste usados son de 0.851 para a y de 0.762 para b .

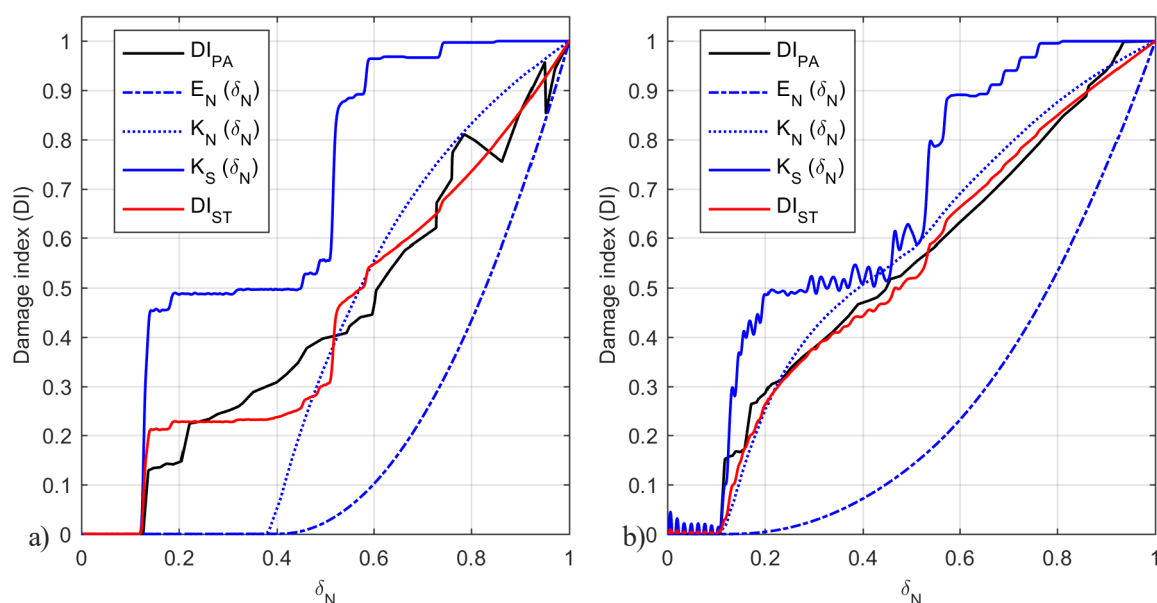


Figura 7-13. Ajuste de curva de daño en estructura VUM con modelo de daño con combinación de rigideces en: a) dirección X y b) dirección Y.

Para el caso las estructuras de concreto, el efecto del deterioro inicial, representado como una línea vertical en el índice de daño, no es tan importante, debido principalmente a la mayor cantidad de elementos que participan en la acumulación de daño, los que diluyen el daño inicial, por lo que el efecto relativo en la mejora del modelo es menor. Las curvas de capacidad de la estructura *EDCR* poseen ligeros cambios de rigidez, lo cual puede deberse a inestabilidades numéricas en la convergencia de la solución al aplicar un gran número de pasos para la solución del comportamiento no lineal. Estos pequeños cambios de rigidez se manifiestan como oscilaciones en la primera derivada del espectro de capacidad.

Para los cálculos, se ha utilizado esta curva, a pesar de las oscilaciones, pero si se deseara eliminarlas esto se lograría reduciendo la cantidad de puntos en la curva de capacidad y el resultado será similar. También, es posible aplicar un suavizado a la curva en los tramos en que se espera el comportamiento sea lineal, como al inicio del tramo elástico. En la Figura 7-14 se muestra el resultado del ajuste que, para la dirección X, utiliza un valor de a de 0.431 y b de 0.466. Para la dirección Y se utiliza un valor de 0.129 para a y de 0.1945 para b .

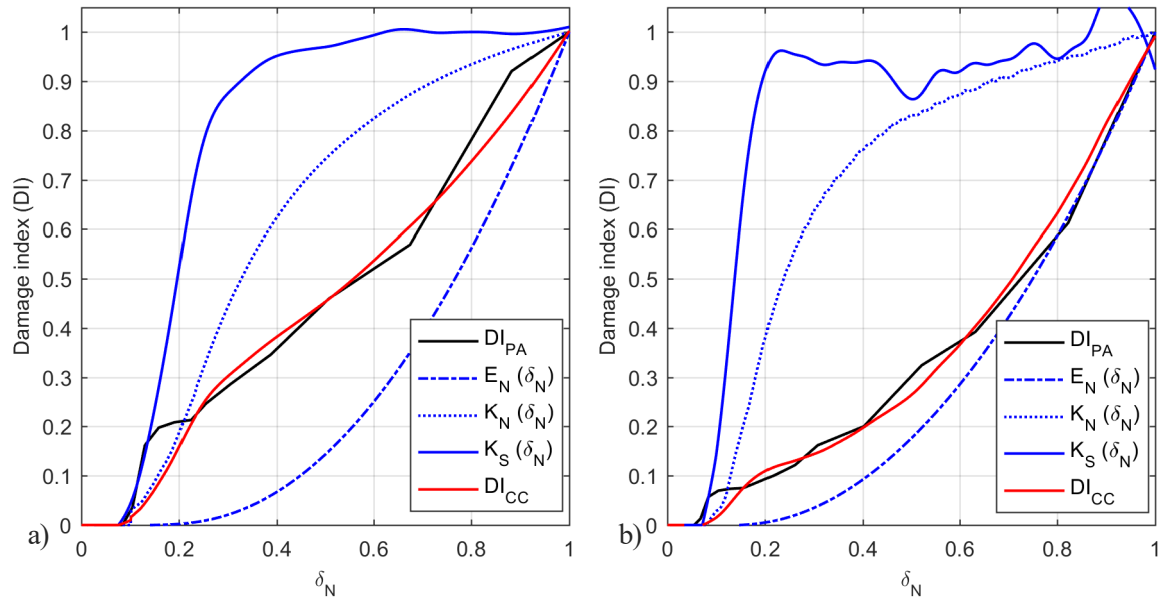


Figura 7-14. Ajuste de curva de daño en estructura EDCR con modelo de daño con combinación de rigideces en: a) dirección X y b) dirección Y.

Debido a la gran oscilación que posee la derivada del espectro de capacidad, se ha considerado oportuno realizar el mismo ajuste utilizando la curva obtenida del ajuste paramétrico de Pujades et al. (2015) que se mostró en la sección 7.2.2. Los espectros, al ser ahora funciones continuas, tipo log-normal en este caso, tienen derivada continua y más suave, que mantiene las características originales de la estructura. En la Figura 7-15 se muestra el resultado del ajuste con las curvas de capacidad del modelo paramétrico. Para la dirección X se usó un factor a de 0.425 y b de 0.450, mientras que para la dirección Y se necesitó de un factor a de 0.115 y b de 0.01.

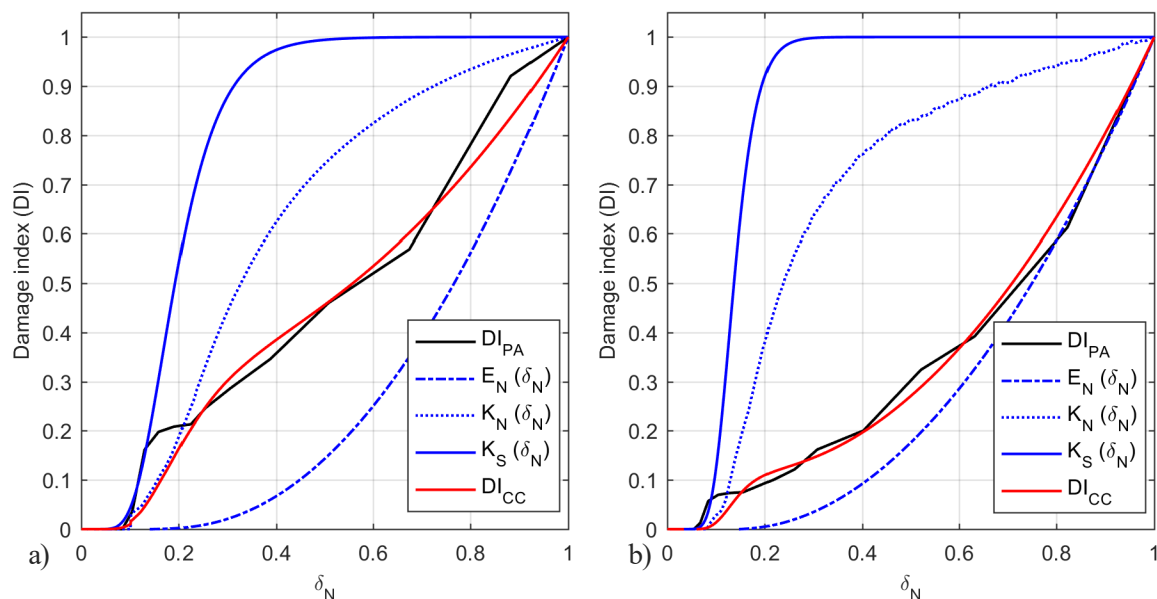


Figura 7-15. Ajuste de curva de daño en estructura EDCR con modelo de daño con combinación de rigideces en: a) dirección X y b) dirección Y.

Para la dirección Y, es necesario discutir el valor del parámetro b , pues llama la atención que posea un valor tan bajo. Como se puede observar en la Figura 7-16, al verificar el error o desviación cuadrático medio ($ERMS$, definido más adelante) para todas las combinaciones realizadas, se observa que para valores bajos del parámetro a , el parámetro b se vuelve insensible y el error permanece constante para cualquier combinación posible, por lo que el algoritmo de búsqueda toma el primer valor reconocible para el caso de b . Para los demás casos contemplados, la función de error es capaz de determinar el mejor ajuste sin que ocurra éste fenómeno.

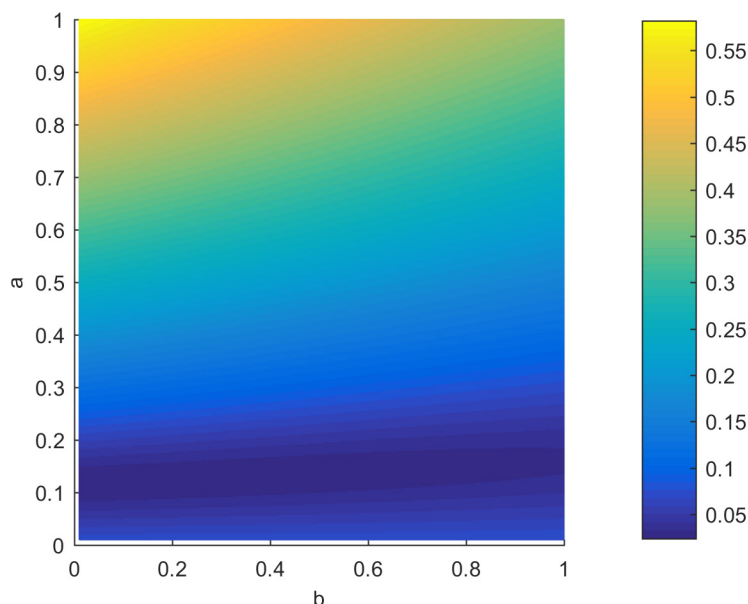


Figura 7-16. Variación del error rms para las combinaciones de los factores a y b en el ajuste de las curva de daño para EDCR en la dirección Y.

Con el modelo de daño mejorado, se observa una mejora en el ajuste de la curva de daño, el cual es más significativo en el caso del modelo VUM , que posee un comportamiento más frágil. Para el caso de la estructura

EDCR la mejora no es tan significativa. La modificación propuesta mejora el modelo en el sentido que mejora la capacidad de capturar saltos bruscos. En ausencia de tales saltos, el coeficiente b se hace grande, de forma que el modelo modificado tiende al modelo de Pujades et al. (2015). Así el modelo modificado es más general e incluye el modelo anterior como caso particular. Al igual que el modelo básico, el ajuste da mejores resultados para la dirección débil de la estructura.

7.3.3. COMPARACIÓN Y DISCUSIÓN

En este apartado se comparan los tres modelos de daño ensayados y se analiza su idoneidad para representar el índice de daño de Park y Ang resultante del análisis dinámico incremental. Este índice se toma como referencia y la comparación se basa en el error cuadrático medio definido como:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y}_i)^2} \quad 7-12$$

Donde RMSE es el acrónimo inglés de (*Root Mean Squared Error*), $y_i - \hat{y}_i$ es el vector de diferencias entre el índice de daño del modelo ensayado y el índice de daño de referencia, de Park y Ang en este caso y N es el número de puntos donde están definidos los índices. La Tabla 7-6 muestra los valores RMSE para cada modelo de daño y para los dos edificios estudiados, incluyendo las dos direcciones del análisis para el caso determinista.

Tabla 7-6. Comparación del error cuadrático medio (RMSE) entre los modelos de daño analizados para el caso determinista.

Modelo daño	Estructuras			
	<i>VUM</i>		<i>EDCR</i>	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
Básico	0.1619	0.0323	0.0682	0.1156
Mejorado	0.0577	0.0275	0.0546	0.0904

Se observa que para la estructura *VUM*, el modelo mejorado con la rigidez tangente es el que mejor aproxima el comportamiento de la curva de daño, con errores comparables, pero menores a los del modelo básico. Para la estructura *EDCR*, los errores de los dos modelos son muy similares, en ambas direcciones del análisis. Sin embargo, los menores errores corresponden también al modelo mejorado de forma que el modelo que incluye la degradación de rigidez tangente parece ser la mejor opción.

7.4. RESUMEN Y CONCLUSIONES

La representación simplificada del comportamiento de las estructuras ante acciones sísmicas, permite condensar una gran cantidad de información en un conjunto de parámetros, los cuales permiten a su vez la

reproducción de los datos originales con márgenes de error aceptables. El método de ajuste paramétrico aplicado a los espectros de capacidad, muestra buenos resultados para las dos estructuras evaluadas.

Para la estructura *VUM*, se realiza un ajuste a tramos, permitiendo realizar un ajuste con excelentes resultados. Para el ajuste a tramos se requiere la definición de los 5 parámetros para cada uno de los tramos. Se hace el ajuste de curvas de interés, como la proveniente del análisis determinista y las obtenidas del análisis probabilista para los percentiles 5, 50 y 95, obteniendo buenos resultados en todos los casos.

Al sincronizar el espectro de capacidad y la curva de daño DI_{PA} , el desplazamiento último se definió como el valor mínimo entre el desplazamiento último de las curvas de capacidad, el cual no es el mejor estimador del daño último, y el desplazamiento para el cual el índice de daño se vuelve inestable (presenta el punto de colapso), indicando un mecanismo de colapso.

Para el ajuste de las curvas de daño del índice de Park y Ang (1985), se han usado dos modelos que combinan curvas obtenidas a partir del espectro de capacidad. Se ha usado el modelo propuesto por Pujades et al. (2015), sin y con una modificación que permite incorporar el efecto de la degradación de la rigidez tangente. De los dos modelos, llamados aquí como 1) modelo básico (Pujades et al. 2015) y 2) mejorado que incorpora la degradación de rigidez tangente al modelo básico, el segundo es el que mejor ajusta la curva de daño de Park y Ang. Vale la pena recordar que la incorporación de la curva de degradación de la rigidez tangente en este modelo le permite modelar bien también cambios bruscos y saltos drásticos en el daño.

Capítulo 8. RESUMEN, CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

8.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se condensan los principales resultados y contribuciones de la investigación expuesta en esta memoria de tesis y se destacan las principales conclusiones obtenidas. Se presentan, además, las líneas futuras de investigación que surgen de los resultados obtenidos.

En esta Tesis se ha abarcado una amplia variedad de temas relacionados con la amenaza sísmica, su direccionalidad, la caracterización del comportamiento sísmico de materiales estructurales y se han estudiado, en detalle, dos edificios, incluyendo el análisis del daño esperado. Así, se han evaluado modelos de daño sísmico utilizando como base los resultados de análisis estáticos y dinámicos no lineales para dos tipologías estructurales de uso común en Costa Rica. Además, el problema se ha abordado mediante enfoques deterministas y probabilistas, lo que ha permitido también analizar la sensibilidad de la respuesta sísmica de los edificios estudiados a los cambios aplicados en las variables. Para finalizar, se ha aplicado, con éxito, el modelo paramétrico que permite definir completamente las curvas de capacidad, completas o a tramos, mediante cinco parámetros independientes para cada curva o tramo. También se ha usado un modelo de daño existente y se ha propuesto un nuevo modelo que lo contiene y lo mejora y que permite estimar el daño esperado de forma relativamente sencilla a partir de la curva de capacidad. En este sentido, de particular interés es la incorporación de la degradación de la rigidez tangente al modelo básico propuesto por Pujades et al. (2015), lo que ha permitido mejorar, de forma significativa, los ajustes entre el daño obtenido con el análisis dinámico incremental y el modelado.

8.2. RESUMEN

8.2.1. LA ACCIÓN SÍSMICA

Sobre las medidas de intensidad sísmica

Para el análisis de la acción sísmica en la zona de estudio, se contó con una base de datos de registros de aceleración con 3191 acelerogramas, cada uno con sus tres componentes ortogonales. Esta base de datos fue compilada y utilizada en su tesis de doctorado por Schmidt-Díaz (2010). De los registros disponibles se seleccionaron dos subgrupos de datos; el primer grupo con 1406 archivos (DB-01) de los registros con $PGA > 10 \text{ cm/s}^2$ y el segundo con 198 registros (DB-02), considerando únicamente los eventos con $M_w > 6.0$. Para cada uno de los acelerogramas se determinaron diferentes medidas de intensidad aplicando las metodologías de Boore et al. (2006) y Boore (2010). Ambas permiten calcular medidas de intensidad del movimiento del suelo independientes de la orientación de los sensores que registraron el evento a partir de la media geométrica de la respuesta espectral en aceleraciones para un 5% de amortiguamiento de las componentes ortogonales (llamadas GMRotDpp) y la respuesta unidireccional (llamada RotDpp) para diferentes percentiles, siendo el percentil 50, el valor mediano, y el percentil 100 el valor máximo. Los percentiles son determinados para los valores en la respuesta espectral de cada periodo al hacer variar la orientación de las señales sísmicas con una función de transformación lineal (Boore et al., 2006).

Adicionalmente, se ha propuesto una nueva medida de intensidad, la cual emplea la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RSS) de las historias temporales de las respuestas 5% amortiguados de los osciladores de un grado de libertad, para las acciones sísmicas ortogonales horizontales. Esta propuesta, brinda la composición vectorial de la respuesta en aceleraciones y, al determinar el valor espectral, se obtiene la respuesta máxima unidireccional equivalente a la medida RotD100. Su principal ventaja es que simplifica, de forma significativa, su cálculo y permite además una mejor comprensión del significado físico de la medida.

Vale la pena mencionar que algunas de estas nuevas medidas de intensidad se han utilizado para la actualización de leyes de atenuación aplicables en Norteamérica. La GMRotI50 utilizada en el proyecto NGA-West (Power et al., 2008) es una de las primeras aproximaciones para obtener una medida independiente de la orientación de los sensores. Esta medida también se considera independiente del periodo para los sistemas de un grado de libertad, pues corresponde a un mismo ángulo de rotación para todo el rango de periodos, y se determina como aquella que minimiza una función de error definida por Boore et al. (2006).

El principal inconveniente con la aplicación de las leyes de atenuación que utilizan la GMRotI50, es que las normativas de diseño buscan estimar la máxima amenaza probable (BSSC, 2009), por lo que se hizo necesario modificar el enfoque en la selección de la medida de intensidad adecuada para determinar la amenaza en las estructuras. Para poder utilizar los resultados de la GMRotI50, varios estudios realizaron una comparación

entre la respuesta máxima unidireccional y el GMRotI50 (Beyer y Bommer, 2006; Campbell y Bozorgnia, 2007; Huang et al., 2011; Shahi y Baker, 2013; Watson-Lamprey y Boore, 2007), con la que es posible transformar, de manera aproximada, los valores de aceleración espectral. En la Figura 8-1 se muestra la comparación de las relaciones entre la medida de intensidad máxima (Sa_{RSS} para esta tesis o $Sa_{RotD100}$ para las demás investigaciones) y la medida de intensidad mediana GMRotI50 (o $Sa_{GMRotI50}$), obtenidas en diferentes investigaciones y las que se obtuvieron para la base de datos analizada en esta tesis.

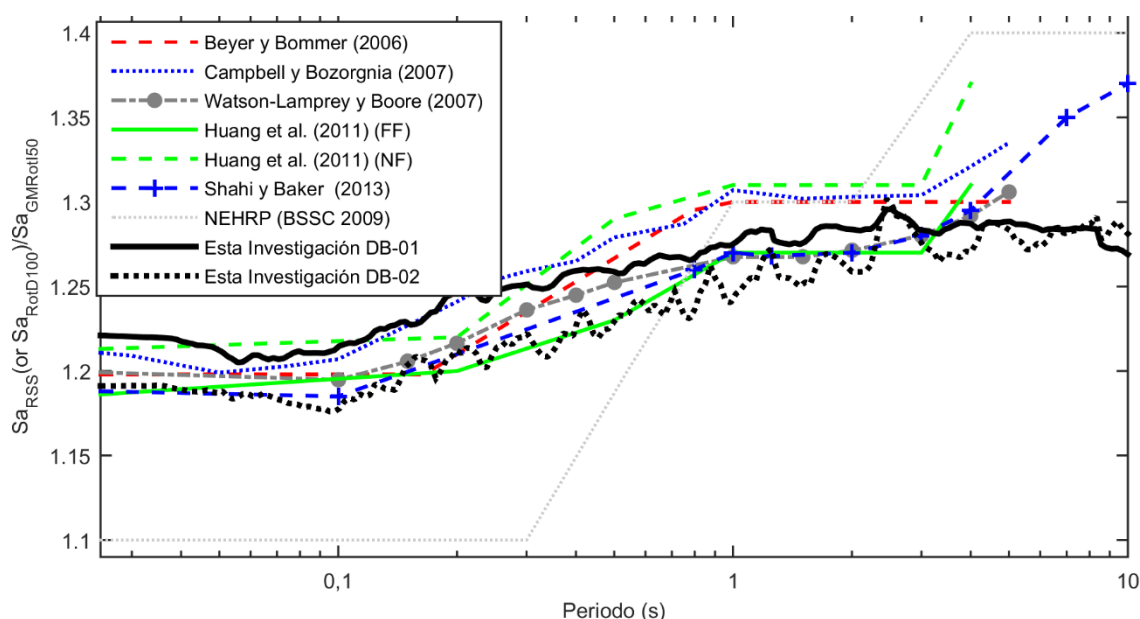


Figura 8-1. Comparación de relaciones de la respuesta máxima unidireccional respecto a GMRotI50, comparando con resultados de diferentes investigaciones

Los resultados obtenidos son consistentes y coherentes con los hallados por otros investigadores. El comportamiento de la relación se puede dividir en tres tramos de periodos: el primero con un comportamiento plano para periodos menores a 0.2 segundos, el segundo con una pendiente positiva, casi constante, entre 0.2 y 1.0 segundos y, por último, de nuevo un comportamiento plano para periodos superiores. Al comparar los resultados de nuestras dos bases de datos (DB-01 y DB-02), se puede decir que, si se consideran únicamente eventos de gran magnitud (DB-02), lo que es típico de las leyes de atenuación, la relación es ligeramente inferior a la obtenida con una base de datos más amplia (DB-01).

Con la idea de no necesitar este tipo de relaciones para obtener la respuesta máxima, en el proyecto NGA-West 2 (Bozorgnia et al., 2014), se propuso el RotD50 como medida de intensidad. Esta medida no representa el máximo esperado, pero según el criterio de los investigadores, refleja el nivel de amenaza más probable para las estructuras civiles (J. P. Stewart et al., 2011). Estas relaciones son las utilizadas en las últimas versiones de las normativas norteamericanas para el diseño sísmico resistente de estructuras (BSSC, 2015), sin embargo, se solicita aplicar un factor de corrección para aproximar el valor a la respuesta máxima RotD100.

Para la zona de estudio, las leyes de atenuación disponibles emplean como medida de intensidad la media geométrica de la respuesta espectral en las dos direcciones ortogonales en que se registró el evento (Sa_{GMar})

(Climent et al., 2008; Schmidt-Díaz, 2014), que es considerada como la medida de intensidad más común en las leyes disponibles (Douglas, 2003). Para poder aproximar los valores espectrales derivados de dichas leyes de atenuación, se proponen las relaciones mostradas en la Figura 8-2, en la que se presenta el resultado mediano de las relaciones al combinar diferentes medidas de intensidad con la medida empleada en la mayoría de leyes de atenuación actualmente publicadas (Sa_{GMar}). Las curvas reflejan el valor medio de las relaciones, tanto para las relaciones en sí (figura de la izquierda) como para la desviación estándar del logaritmo de las relaciones (derecha), las cuales son similares a las reportadas por Beyer y Bommer (2006). Si se toma el logaritmo de los valores medios de las relaciones y se combina con los resultados de la desviación estándar, es posible definir márgenes de confianza para estas relaciones. De esta forma las leyes de atenuación existentes en América Central pueden enriquecerse y mejorarse con estas nuevas medidas.

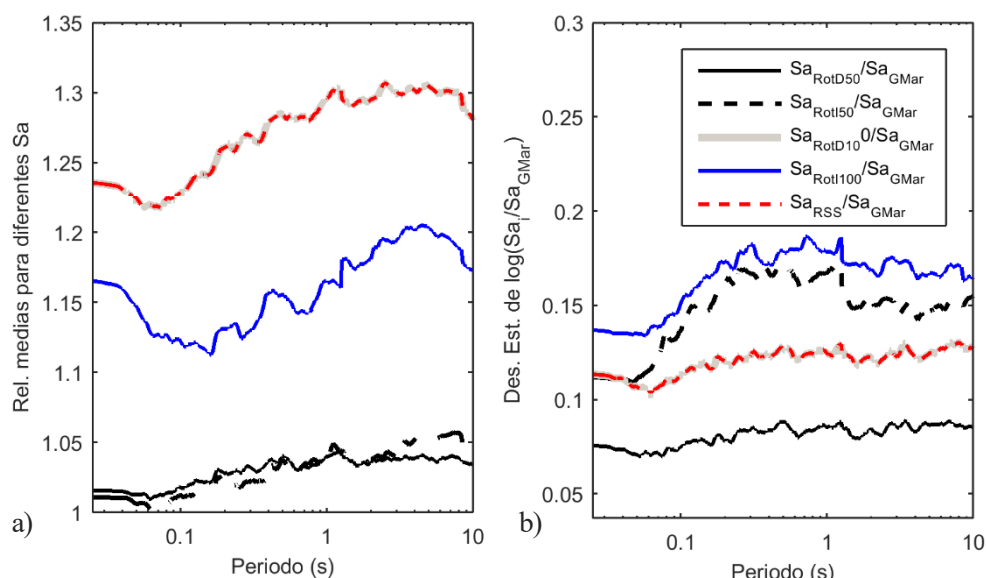


Figura 8-2. (a) Relaciones de la respuesta máxima con respecto a GMar y (b) desviación estándar del logaritmo de las relaciones.

Las diferencias al emplear medidas de intensidad máxima, como el $Sa_{RotD100}$ o el Sa_{RSS} con respecto a los valores usados actualmente, son grandes y pueden tener un gran impacto en los estudios de amenaza sísmica. Se observa que para el rango de periodos mostrado, la amplitud de la respuesta espectral se incrementa entre un 22% y hasta un 31% con respecto a las medidas utilizadas en los estudios de amenaza más recientes para la zona (Climent et al., 2008). Es necesario decir que la aplicación de estos factores de manera directa a los valores de amenaza obtenidos por medio de un estudio de peligrosidad sísmica, alterará las consideraciones utilizadas en dicho estudio, pues se modificará la probabilidad de excedencia de la variable dependiente empleada originalmente y el periodo de recurrencia del sismo de diseño. Por esta razón se recomienda primero actualizar las leyes de atenuación para la zona de estudio, de manera que posean como variable dependiente alguna de las medidas de intensidad de respuesta máxima, para posteriormente utilizarlas en el estudio de peligrosidad sísmica.

Sobre las acciones sísmicas para el análisis de estructuras

Esta tesis tiene como uno de sus ejes principales la evaluación del daño esperado en estructuras debido a la acción de sismos característicos de la zona de estudio, que es Costa Rica. Al contar con la base de datos de registros de aceleración, se ha considerado apropiado aplicar técnicas de selección de registros de forma que éstos sean compatibles con un espectro de diseño predefinido, es decir, que consideren el mejor ajuste entre los espectros de respuesta de los sismos y un espectro objetivo. Para el caso de las evaluaciones de estructuras diseñadas con alguna normativa sísmica específica, se suele utilizar el espectro de respuesta de aceleración, 5% amortiguada, propuesto por la propia norma para el diseño sísmico de las estructuras.

Existen diferentes criterios para escoger los sismos a emplear en el análisis dinámico de las estructuras. Así, por ejemplo, el Código Sísmico de Costa Rica en su última versión del 2010 (CFIA, 2011) pide utilizar 3 registros, y el criterio a cumplir es que los espectros de respuesta en aceleración, 5% amortiguada, sean compatibles, similares, al espectro de diseño de la misma normativa; esto sin establecer criterios para definir el parentesco o nivel de compatibilidad ni el rango de períodos en el que ésta debe darse. Por otro lado, la última versión de las recomendaciones para el diseño sismo resistente de la NEHRP (BSSC, 2015), recomienda utilizar 11 registros, los cuales sí deben cumplir una serie de requisitos para garantizar la similitud entre el espectro objetivo y los espectros de los registros, para un rango de periodos definido a partir de la respuesta modal de la estructura analizada.

El NEHRP (BSSC, 2015) define además dos tipos de ajuste aplicables a los espectros de respuesta. El primero, llamado aquí ajuste tipo 1, únicamente utiliza un factor de escala aplicado a la amplitud de la respuesta para todo el rango de periodos, es decir, un incremento del *PGA* mediante este factor de escala. Este factor se determina como la relación entre el espectro de respuesta original y el del espectro objetivo para el periodo de la estructura, escalando el espectro al valor correspondiente según la norma de diseño, de forma que el espectro de diseño y el espectro de respuesta 5% amortiguada del acelerograma coincidan en el periodo de interés. El segundo tipo de ajuste, llamado aquí coincidencia espectral, ajuste espectral o ajuste tipo 2, implica un proceso más elaborado, en el cual y mediante una modificación en el dominio de las frecuencias, se aplica un factor a las diferentes frecuencias de manera que, al realizar la transformación inversa de Fourier, se obtenga una señal temporal cuyo espectro de respuesta sea similar al objetivo. En general, en este segundo caso se suelen obtener acelerogramas con espectros de respuesta muy similares al espectro objetivo.

Así, para el análisis determinista, se han seleccionado 3 acelerogramas correspondientes a 3 eventos sísmicos de acuerdo a la recomendación del CSCR-10; primero se realiza el análisis de daño con los acelerogramas modificados mediante un ajuste tipo 1 y posteriormente se aplica el ajuste tipo 2. El objetivo de este doble análisis estructural es analizar la variabilidad de los resultados al considerar acelerogramas con ajustes tipo 1, es decir, sin ajuste espectral, y con ajuste al espectro objetivo (ajustes tipo 2). Los resultados de este análisis muestran que al promediar los resultados de los 3 acelerogramas, los valores en la respuesta estructural son

similares, sin embargo, la dispersión obtenida con el ajuste tipo 1 es muy superior a la obtenida con el ajuste tipo 2, pues existe una alta variabilidad entre las señales sísmicas al modificar el periodo de la estructura por la incursión en el rango no lineal.

Para el caso probabilista se seleccionaron 20 acelerogramas. Para su selección se utilizó un procedimiento que combina varios métodos disponibles. Primero se toman los resultados del análisis de la base de datos (DB-01), de los cuales son de especial interés los espectros con la medida de intensidad máxima S_{aRSS} . Se considera el efecto que poseen señales armónicas con diferente frecuencia al ser superpuestas las unas a las otras y con esto se define una matriz de correlación unitaria (tipo Pearson). Esta matriz, que representa la correlación mínima entre los periodos de oscilación, es utilizada en la metodología propuesta por Jayaram et al. (2011) para reemplazar la matriz obtenida por ellos mismos para la base de datos del NGA-West (Baker y Jayaram, 2008), que refleja la correlación para un conjunto de registros con características diferentes a las de la base de datos empleada en esta tesis. Las dos matrices de correlación se han comparado en la Figura 8-3. Con esta metodología se generan espectros de respuesta artificiales, los cuales emplean la matriz de correlación entre los periodos que se muestran en la figura, pero que además poseen un valor medio igual al espectro objetivo y una desviación estándar predefinida, que para este estudio fue establecida en el 10% para cumplir con el requisito de la sección 16.2.3.1 del NEHRP-15, en que se pide que ningún espectro puede estar por debajo del 90% de valor del espectro objetivo. Al definir el 10%, se garantiza que al menos el 84.1% de los valores espectrales simulados se ubicaran dentro del rango. Se genera un número de espectros artificiales igual al número de registros que se desean seleccionar, es decir 20, y se garantiza que cumplen con el valor medio y la desviación estándar deseada.

Después de obtener estos espectros, se realiza una comparación uno a uno entre los espectros de respuesta de la base de datos para la medida de intensidad S_{aRSS} y los espectros artificiales, encontrando el espectro que reduce el error cuadrático medio. De esta manera se seleccionan 20 espectros con características similares a los espectros artificiales, por lo que se espera que su media y desviación estándar también sean similares. Para mejorar el ajuste medio se realiza una optimización con el método tipo Greedy (Jayaram et al., 2011), en el que se reemplazan uno a uno los espectros seleccionados y se verifica la variación en el error total. Si existe un espectro que mejora el ajuste total, se reemplaza el anterior por éste.

Una vez que se cuenta con un conjunto de registros con dichas características, se aplica el ajuste tipo 2. En este tipo de ajuste se modifican las amplitudes del espectro de Fourier con una serie de factores determinados a partir del espectro objetivo y el espectro de respuesta de la señal original, buscando que el espectro resultante represente bien el espectro objetivo. Los acelerogramas resultantes del proceso de ajuste serán empleados para el análisis dinámico. Además, es importante señalar que estos mismos espectros pueden ser empleados para determinar el punto de capacidad por demanda (*performance point*, *PP*) de las estructuras por los métodos tradicionales basados en espectros de capacidad (ATC, 1996; Chopra y Goel, 1999; Fajfar, 1999).

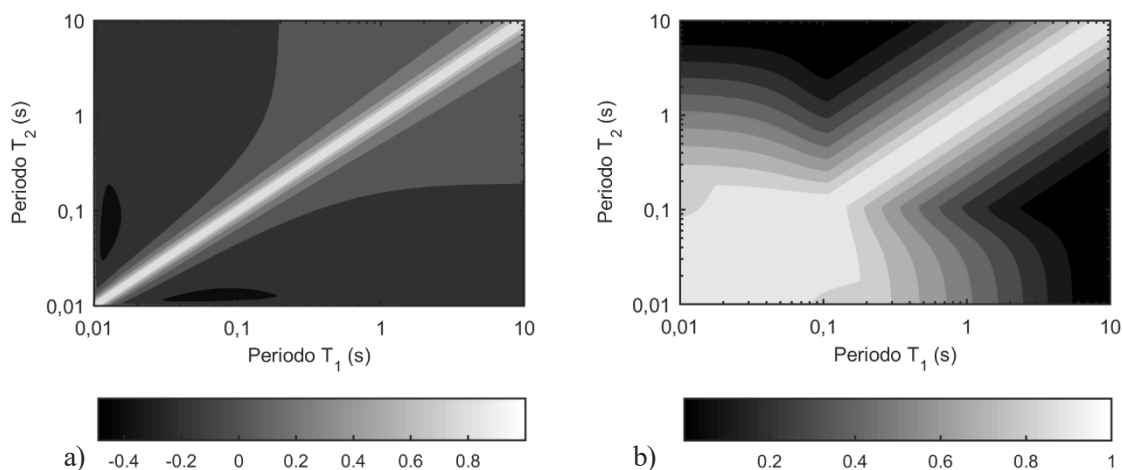


Figura 8-3. Comparación de las matrices de correlación lineal para (a) el caso de señales sinusoidales y (b) el estudio de Baker y Jayaram (2008).

8.2.2. LA MAMPOSTERÍA REFORZADA

La mampostería de bloques de concreto reforzada es un material que, a pesar de ser ampliamente utilizado en algunas regiones del planeta, sigue siendo difícil de caracterizar. Las aproximaciones más realistas suelen emplear elementos finitos para modelar la interacción de los diferentes materiales que componen la mampostería; sin embargo, la complejidad de los modelos basados en elementos finitos dificulta su uso para el análisis estructural masivo, ya que se requeriría el análisis de miles de elementos y de su respectiva interacción.

Por este motivo, es usual emplear modelos basados en macro-elementos (o marco equivalente), que concentran las propiedades inelásticas de las paredes en un punto (rótula), donde se considera una regla de histéresis capaz de representar, de forma simplificada, la complejidad de su comportamiento (Tomaževič, 1999; Voon y Ingham, 2006). Además, afortunadamente, para esta investigación fue posible disponer de los resultados de pruebas de laboratorio realizadas a paredes de mampostería construidas y diseñadas para las condiciones características de Costa Rica (Hidalgo-Leiva et al., 2016), con las cuales fue posible calibrar una regla de histéresis capaz de reproducir el comportamiento observado.

Para la calibración se seleccionó la regla de histéresis propuesta por Stewart (1987). El principal motivo de esta elección es que con esta regla es posible definir una curva trilineal que permite modelar dos cambios en la rigidez. Esta característica es particularmente importante en el caso que nos ocupa, ya que las paredes de mampostería presentan un comportamiento elástico hasta el punto de fluencia, donde cambia su pendiente (rigidez) hasta el punto de capacidad máxima, donde la pendiente (rigidez) vuelve a presentar un cambio rápido

o brusco. Otros modelos, como por ejemplo el de Takeda modificado (Saidi y Sozen, 1979), ofrecen también un comportamiento trilineal, sin embargo, la ventaja comparativa del modelo de histéresis seleccionado (W. G. Stewart, 1987), es que permite asignar una pendiente negativa después del punto de capacidad máxima, con lo que se logra modelar la pérdida de capacidad o ablandamiento del sistema. Además, permite modelar fenómenos como el ablandamiento del material (*softening*) y el estrangulamiento (*pinching*) del lazo de histéresis. Finalmente, una ventaja adicional del modelo de histéresis de Stewart (1987) es que éste está implementado en el programa de cálculo estructural RUAMUOKO 3D (Carr, 2003); este software es el que se ha usado para el análisis no lineal de las estructuras, por lo que la disponibilidad inmediata del modelo de histéresis ha facilitado el análisis estructural de la mampostería reforzada de bloques de hormigón.

Un proceso de calibración, a prueba y error, ha permitido determinar los valores necesarios para ajustar las 8 variables del modelo para cada una de las paredes, estableciendo valores medios de cada variable para su aplicación al análisis estructural. Se ha realizado una calibración para el índice de daño de Park y Ang (1985), en la que se determina la ductilidad última para cada elemento.

En los casos estudiados, al calcular el índice de daño global de Park y Ang (1985) para la evaluación de daño de la estructura, es posible que el valor para el punto de colapso no sea unitario, pues al ajustar el índice para cada elemento al punto de desplazamiento último, se dejó de lado la calibración del parámetro β (que representa el efecto de los ciclos de histéresis en el daño estructural) y se tomó un valor de 0.05, que se define como valor estándar para materiales similares al concreto.

8.2.3. EL DAÑO

El daño esperado en una estructura para eventos sísmicos futuros depende de un gran número de variables, de forma que el mayor o menor acierto de los resultados obtenidos depende del mayor o menor acierto de las decisiones tomadas con respecto a los diferentes parámetros que cuantifican la severidad y características de las acciones y de la resistencia de los edificios. La variabilidad, tanto del comportamiento estructural, sobre todo para el rango inelástico, como de la amenaza, es un fenómeno bien conocido; esta variabilidad introduce incertidumbre en los análisis, de forma que el enfoque más adecuado para tratar esta variabilidad es el probabilista.

El CSCR-10 (CFIA, 2011) define tres niveles de daño de acuerdo a 3 objetivos en el funcionamiento después del evento sísmico y que son adaptados de la normativa norteamericana: 1) Ocupación inmediata (*IO*), 2) Seguridad de la vida (*LS*) y 3) Prevención de colapso (*LS*). El primer objetivo, *IO*, se relaciona con niveles bajos o nulos de daño estructural y con algún nivel bajo de daño no estructural, por lo que se espera que la estructura sea operativa inmediatamente después del evento sísmico. El segundo, *LS*, comporta que la estructura debe asegurar la vida de los ocupantes además de mantener la integridad estructural, por lo que se espera un daño estructural de entre moderado y severo, pero que en ningún caso compromete la vida de los

ocupantes. Por último, nivel *CP*, debe garantizar que no se dará el colapso estructural, pero además que se resguarda la vida de los ocupantes, por lo que se espera un daño de entre severo y completo.

Para evaluar estos niveles de daño ante una acción sísmica determinada, el procedimiento usual se basa en el método del espectro de capacidad (Freeman, 1998; Freeman et al., 1975) para definir el desplazamiento esperado (*performance point*, *PP*) y, estimar el daño esperado, para lo que es preciso evaluar algún parámetro relacionado con el daño.

Códigos como el ATC-40 (1996) o el FEMA 440 (2005) proponen límites en la deformación angular o lateral de los elementos estructurales que se correlacionan con los daños observados en sismos ocurridos. Otras técnicas utilizan el espectro de capacidad bilineal para definir umbrales de daño en función del desplazamiento en el techo de la estructura (D'Ayala et al., 2014; FEMA, 2000a; Milutinovic y Trendafiloski, 2003). Estas técnicas permiten realizar estudios más detallados sobre el comportamiento esperado de las estructuras, ya que permiten estimar también el daño a partir de, por ejemplo, curvas de fragilidad, matrices de probabilidad de daño o índices de daño medio. El daño se suele evaluar para el *PP* obtenido para un determinado nivel de amenaza sísmica pero, además de indicar el cumplimiento, o no, de los niveles *IO*, *LS* o *CP*, es posible también cuantificar el daño esperado mediante el grado de daño medio, que se puede normalizar de forma que tome valores de entre 0 (100 % de probabilidad de daño nulo) y la unidad (100% de probabilidad de colapso). Estos estados e índices de daño permiten comunicar de manera más directa y comprensible el daño esperado, con la ventaja adicional de que los resultados de los análisis de daño sean inteligibles también para personas con responsabilidad en la prevención y gestión de riesgo y en la toma de decisiones pero que no poseen una formación técnica específica en el campo de la ingeniería sísmica y la dinámica estructural.

Las técnicas y métodos antes mencionados, dependen fuertemente de la definición del punto de colapso o desplazamiento último en los espectros de capacidad. En general, este desplazamiento último suele ser bien estimado mediante el análisis estático no lineal en edificios donde la respuesta está dominada por el modo fundamental de vibración. En edificios altos y/o irregulares, los modos superiores pueden tener influencia no detectada en el análisis *Pushover*. Así, por ejemplo, se ha observado que el criterio empleado para definir el desplazamiento último de las estructuras de mampostería en la dirección *X*, no es el apropiado para definir el nivel de daño esperado, debido a incoherencias entre los resultados del análisis estático y dinámico; en este caso, este fenómeno se da, principalmente, por el comportamiento elástico frágil que poseen los elementos en dicha dirección, que no es posible captar en el análisis estático. Para los demás casos evaluados, las curvas de fragilidad y la curva de daño medio correspondiente brindan una buena aproximación del daño esperado en las estructuras, de acuerdo con los métodos más avanzados, por lo que se considera que representan una herramienta simple de implementar, con bajo costo computacional y que brinda unos resultados similares a los de los análisis dinámicos.

Métodos más sofisticados de análisis, como el *IDA* (Vamvatsikos y Cornell, 2002), permiten obtener curvas que muestran la evolución de alguna variable de respuesta que pueda ser correlacionada con daño y el aumento en la variable seleccionada para definir la amenaza. En general se suele utilizar la máxima deformación relativa entre pisos, que se correlaciona bien con los diferentes niveles de daño (ATC, 1996). En este caso se tomaron los valores recomendados por el ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014), tanto para la mampostería como para el concreto reforzado, en los que el estado de daño *IO* se relaciona con una deformación del 0.4%, *LS* con un 1.5% y *CP* con un 2.0%.

En la Figura 8-4 se muestra el comportamiento observado en las dos estructuras analizadas para el enfoque probabilista: la de mampostería y la de hormigón. Para el caso de la estructura de mampostería, se da un comportamiento frágil en la dirección X, lo que se debe a que existen dos elementos con una gran rigidez y una gran capacidad, condicionando que su comportamiento sea prácticamente elástico hasta el punto de colapso. Las evaluaciones fueron realizadas para los acelerogramas con ajuste tipo 2 (*spectral matching*), por lo que la dispersión en la amenaza fue controlada.

Además, se puede observar que existe una mayor dispersión en las curvas para el caso de la estructura de mampostería en la dirección Y que para el resto de los casos; pero esta dispersión se debe principalmente a la dispersión en las propiedades de los materiales, pues los registros sísmicos poseen un ajuste tipo 2. En todos los casos, la dispersión en las curvas aumenta al aumentar la severidad de la amenaza, lo cual implica que, en el rango no lineal de las estructuras, existe una mayor incertidumbre en la respuesta estructural. Para el caso de la estructura de concreto, existe una gran cantidad de posibles mecanismos de colapso, lo cual propicia el llamado efecto de resurrección en las estructuras (Vamvatsikos y Cornell, 2002), en el que para un determinado nivel de amenaza la estructura sufre el colapso pero al aumentar la amenaza la estructura retoma la tendencia de la curva de daño. En ambos casos, para el nivel de amenaza requerido para el diseño por la norma sísmica para las curvas medianas, el comportamiento es adecuado según los criterios de desempeño establecidos. Obsérvese cómo para la acción sísmica de diseño (0.36 g) el valor mediado de la deriva vale 0.0075 para el edificio *VUM* en la dirección X y 0.0044 para la dirección Y mientras que para el edificio *EDCR* vale 0.008 para la dirección X y 0.007 para la dirección Y, de forma que el nivel de daño en ambos casos se encuentra entre *IO* y *LS*, siendo el comportamiento de diseño esperado por debajo de *LS*.

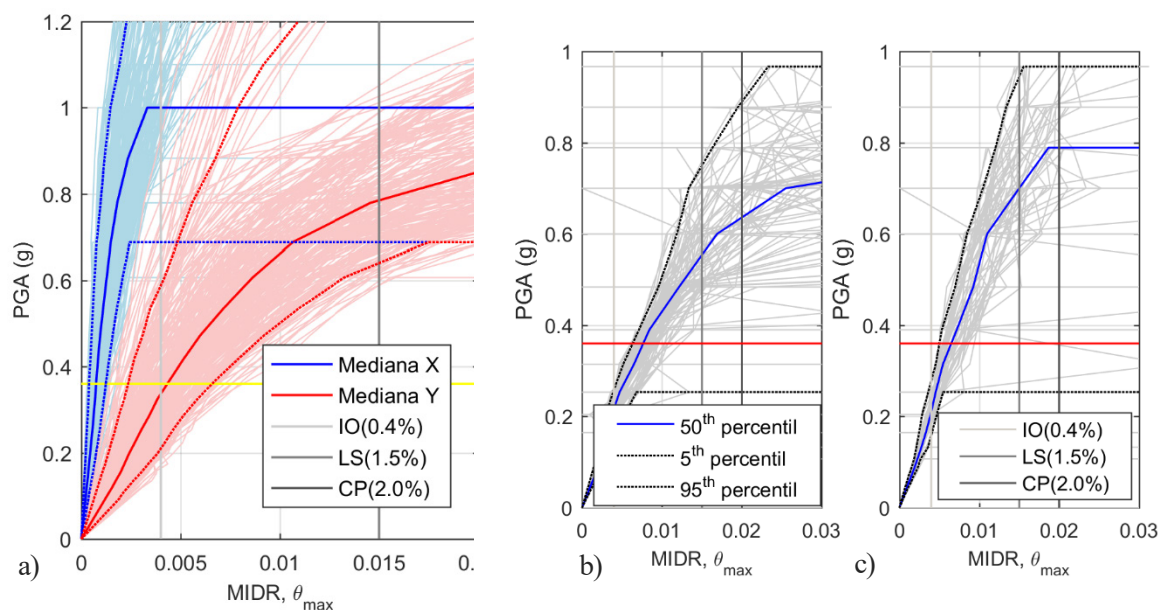


Figura 8-4. Relación entre el MIDR y PGA para: a) estructuras VUM, b) estructuras EDCR en dirección X y c) estructura EDCR en dirección Y.

Además de esta evaluación mediante el método del espectro de capacidad, se utilizó el índice de Park y Ang (1985), como uno de los resultados del IDA. Mediante este índice se evalúa también el daño para umbrales de daño discretos. Para definir el desplazamiento al cual el índice indica el colapso, se recomienda emplear un método alternativo que se pueda correlacionar con el daño, por ejemplo, la rotación máxima de los elementos (*MIDR*) o el punto de colapso o desplazamiento último de las curvas de capacidad.

En las dos tipologías examinadas, se observa un salto en el índice de daño, que corresponde con el inicio del daño en los elementos rígidos, que en ambos casos son los muros de corte, pero de mampostería de bloques de hormigón en el primer caso y de hormigón armado en el segundo.

Al realizar la evaluación con el índice de daño de Park y Ang, se obtiene que para el nivel de amenaza de la norma de diseño de 0.36g, y para la estructura *VUM* el valor mediano del índice de daño es de 0.307, que se puede correlacionar con un estado de daño moderado, mientras que para la estructura *EDCR* es de 0.70, lo cual reflejaría un comportamiento cercano al punto de colapso para el índice normalizado.

8.2.4. EL MODELO PARAMÉTRICO

El modelo paramétrico permite condensar en 5 parámetros las curvas/espectros de capacidad, siendo posible reproducirlas de manera sencilla y confiable. El modelo se ha aplicado a las curvas de capacidad, que también se han empleado posteriormente para obtener curvas de fragilidad y evaluar el daño de acuerdo a los umbrales de los diferentes niveles de daño discretos.

El modelo paramétrico (Pujades et al., 2015) logra englobar el comportamiento de las curvas/espectros de capacidad de manera efectiva con únicamente 5 parámetros. Se ha probado en esta Tesis, el ajuste a dos tipologías distintas a las estudiadas en el documento original (Pujades et al., 2015), obteniendo buenos resultados para los dos casos. Además, para el caso de la estructura *VUM*, se implementó un ajuste a tramos, el cual demostró ser una herramienta muy poderosa para modelar curvas de capacidad de estructuras frágiles, las cuales poseen un comportamiento irregular tanto en la primera como en la segunda derivada de la curva de capacidad.

Al analizar los resultados de los análisis probabilistas, se ha realizado el ajuste de 4 curvas específicas, las cuales reflejan casos específicos dentro del conjunto de estructuras probadas en el caso probabilista: la curva de capacidad del análisis determinista, el percentil 50, el percentil 5 y el percentil 95. Las dos últimas curvas fueron seleccionadas como márgenes de confianza, pero, así como se emplearon estos percentiles, se pueden usar los que sean considerados necesarios. En todos los casos se obtienen resultados de muy buena calidad. Se proporcionan los parámetros del ajuste en todos los casos.

8.2.5. LOS MODELOS DE DAÑO

Tomando como referencia el modelo de daño formulado también por Pujades et al. (2015), se ha propuesto para esta Tesis una modificación, incluyendo la influencia de la rigidez tangente a las dos funciones que considera el modelo original (rigidez secante y energía por desplazamiento). Los resultados obtenidos con el nuevo modelo mejoran los observados para el modelo base, especialmente para los casos en que se presentan cambios abruptos en el índice de daño de Park y Ang, pues en general éstos se correlacionan bien con cambios en la rigidez tangente.

Se muestra el proceso de sincronización entre las curvas de daño y los espectros de capacidad, donde se hace uso de dos principios: i) se utiliza la primera derivada del espectro de capacidad para definir el punto en que se inicia la degradación de la curva, el cual se identifica por un salto o un tramo vertical en la derivada. Se utiliza dicho punto para desplazar (si es necesario) el inicio del daño en la curva con el índice de Park y Ang y ii) se define el punto de colapso en la curva de daño como el valor mínimo entre el punto de capacidad última para el espectro de capacidad y el propio punto de colapso de la curva de daño. El punto de colapso es empleado para la normalización de la curva de daño.

Los resultados obtenidos con el modelo de daño propuesto en esta Tesis mejoran los observados usando el modelo original, presentándose como un modelo más general y que permite captar de mejor manera el proceso de degradación interna en la estructura.

8.3. CONCLUSIONES

Esta tesis se ha centrado en el estudio de dos tipos de edificios característicos de Costa Rica, país donde la peligrosidad sísmica es importante, con valores de PGA esperados para un periodo de retorno de 475 años de hasta 600 cm/s^2 (0.6 g) en la costa del pacífico (Climent et al., 2008), siendo la aceleración básica de diseño en el lugar de los edificios estudiados (ciudad de San José) de 0.36 g según las directrices de la norma de diseño (CFIA, 2011). Así, una conclusión importante, y una buena noticia, es que estos edificios muestran un comportamiento sísmico adecuado, es decir, de acuerdo a los criterios de diseño, exhibiendo un comportamiento dúctil y cumpliendo con los objetivos de desempeño previstos en las normativas vigentes. Pero los resultados de este trabajo van más allá, incluyendo aportaciones significantes en el análisis de efectos de direccionalidad en las acciones sísmicas esperadas en Centroamérica, así como en otros aspectos metodológicos concernientes al modelado de curvas y espectros de capacidad y a modelos de daño, tanto desde enfoques deterministas como probabilistas y usando análisis no lineal estático y dinámico. Se resumen a continuación las principales conclusiones derivadas de cada uno de los temas investigados.

8.3.1. LA ACCIÓN SÍSMICA

- Las medidas de intensidad sísmica que no evalúan la dependencia de los registros con la orientación del sensor, como la media geométrica según se registró el sismo (Sa_{GMar}), suelen subestimar la demanda sísmica máxima. Los resultados obtenidos a partir del análisis de una extensa base de datos de aceleración de Centroamérica indican que, al considerar la independencia en la orientación de los sensores, las medidas que utilizan la media geométrica no poseen grandes variaciones en los valores medianos (inferiores al 2%). Con todo es necesario evaluar la dispersión de los resultados y su efecto a la hora de realizar el proceso de regresión para las leyes de atenuación.
- Se ha propuesto una nueva medida de intensidad máxima que, aunque equivale a la medida $RotD100$ de Boore (2010), tiene un mayor sentido físico, ya que se relaciona con el módulo de la respuesta de una partícula en aceleración sobre el plano horizontal y, como tal, es independiente de la orientación en que se registró el evento, por lo que su cálculo es inmediato y no requiere la cantidad de cálculos que necesita la determinación de la $RotD100$.
- El cociente entre la medida de intensidad máxima y las medidas de intensidad mediana varía entre 1.2 y 1.35. Estos factores son similares a los obtenidos en otras investigaciones usando otras bases de datos. Estos valores corresponden a los valores medianos para un gran número de registros, por lo que se dispone de la información necesaria para hallar curvas correspondientes con algún percentil, para establecer intervalos o límites de confianza de estos cocientes.
- Una correcta selección de registros para el análisis dinámico de las estructuras, no es un tema banal y puede ser abordado con diferentes enfoques. La técnica del ajuste espectral permite obtener

acelerogramas compatibles con espectros de diseño predefinidos reduciendo las diferencias entre el espectro de respuesta del registro real correspondiente a un sismo concreto y el espectro objetivo. Así, esta técnica permite controlar el error en la demanda permitiendo obtener resultados en el análisis estructural más relacionados con el verdadero comportamiento de la estructura. Además, es posible aislar la dispersión propia de la amenaza sísmica que, de acuerdo con los valores observados para la base de datos, suele tener valores superiores a la dispersión propia de las variables consideradas para las estructuras, por lo que la dispersión global de la respuesta final sería un reflejo únicamente de la variación en la amenaza, ocultando las incertidumbres en la respuesta debidos a la incertidumbre en las propiedades resistentes de la estructura.

- El método propuesto por el Código Sísmico de Costa Rica en su última versión (CFIA, 2011) para la selección de registros a emplear en análisis dinámicos, no define aún criterios para cuantificar la similitud de los espectros de los acelerogramas usados con respecto al espectro objetivo. Se considera muy conveniente actualizar la sección 7.7.3 de dicho código, de forma que incorpore nuevas herramientas actualmente disponibles que mejoren la calidad de la evaluación estructural mediante análisis dinámico.

8.3.2. LAS ESTRUCTURAS

- El comportamiento exhibido por las dos tipologías estructurales seleccionadas como características de Costa Rica, para el nivel de amenaza propuesto por la normativa de diseño del país (un valor de 0.36 g para la ciudad de San José, con suelo tipo S3, según CSCR-10 (CFIA, 2011)), es adecuado cumpliendo con el principal objetivo que es prevenir el colapso y garantizar la seguridad a la vida de los ocupantes.
- En estructuras donde existe una dirección débil y una con mayor resistencia, el daño global obtenido de un análisis dinámico 3D, se correlaciona mejor con la dirección débil, siendo necesario utilizar métodos como el de capacidad espectral incremental, donde se hace el cálculo del *PP* para acciones incrementales, permitiendo determinar la relación entre la *PGA* y el desplazamiento, que a su vez, puede relacionarse con el daño esperado, siendo posible así conocer la dirección débil responsable del daño global esperado.
- El índice de daño de Park y Ang es una herramienta apta para evaluar el daño en las estructuras, sin embargo, hay que ser cuidadosos en la interpretación de este índice, ya que es un puntero o indicador de daño que, en según qué software se calcule, puede no estar normalizado, por lo que puede alcanzar diferentes valores para un mismo grado o estado de daño y, en consecuencia, sin una correlación clara entre un valor unitario y el punto de colapso estructural. Por tanto, es necesario definir el valor de normalización, para lo cual puede ser útil definir el punto de colapso con técnicas alternativas.

- Los métodos basados en el espectro de capacidad suelen ser muy sensibles al punto de capacidad última, por lo que un buen conocimiento de este punto crítico es fundamental. En esta tesis se han considerado dos criterios para definir el punto de colapso. El *Pushover* se detiene o finaliza cuando la máxima deriva de entrepiso iguala o excede el 2% o, alternativamente, cuando la máxima capacidad del edificio decae un 20%.
- La máxima deformación entre pisos es una medida apta para correlacionar el daño estructural, por lo que se puede emplear no solo para determinar el daño en los análisis dinámicos, sino también para definir de manera adecuada el punto de desplazamiento último en el caso de análisis estáticos no lineales. Este criterio fue empleado para el caso de la estructura *EDCR*, mostrando una buena correlación entre las evaluaciones de daño simplificadas que emplean el espectro de capacidad y las que derivan del análisis dinámico no lineal.
- La aceleración espectral para el primer modo de oscilación se presenta como una variable más apropiada que la *PGA* para evaluar el daño en las estructuras, pues en general se observa una menor dispersión de las evaluaciones realizadas. Este comportamiento se mantiene tanto para las evaluaciones con acelerogramas con ajuste espectral como para las que se calcularon sin este ajuste.
- Para la estructura *VUM*, los desplazamientos obtenidos a partir del análisis no lineal estático son conservadores ya que sobreestiman los desplazamientos obtenidos mediante el análisis dinámico. Para el edificio *EDCR* los desplazamientos son también conservadores en la dirección X, pero no en la dirección Y. En consecuencia, para la calibración de modelos de daño basados en el análisis estático o curvas de capacidad, son fundamentales las relaciones *PGA*-desplazamiento obtenidas con análisis estático y con análisis dinámico, ya que permiten disponer de relaciones entre los desplazamientos resultantes con ambos métodos, enriqueciendo el análisis de fiabilidad del análisis estático y del problema del daño.
- Se han puesto a punto diversas técnicas que permiten muestrear variables aleatorias con distribuciones de densidad de probabilidad doblemente truncadas y, eventualmente, correlacionadas con otras variables. De esta forma el método aquí implementado para definir la variabilidad en las propiedades mecánicas de las estructuras es una herramienta de fácil aplicación y con gran potencial, ya que permite definir de manera explícita tanto el muestreo de las variables como la correlación deseada entre diferentes variables, sea intrínseca para propiedades de un mismo elemento estructural o extrínseca para propiedades de distintos elementos.

8.3.3. EL MODELO PARAMÉTRICO

- El modelo paramétrico que permite definir las curvas/espectros de capacidad mediante 5 parámetros, que son la pendiente inicial de la curva, el punto de capacidad última (du , au) y los dos parámetros que definen la función log-normal involucrada en el ajuste de la parte no lineal, confirma su

versatilidad y robustez para obtener buenos ajustes de las curvas de capacidad, incluso para curvas con varios tramos, proporcionando en estos casos una curva promedio.

- Con todo, en estos casos se ha comprobado que es preferible usar ajustes a tramos. Así, para el edificio *VUM* se ha conseguido ajustes excelentes usando dos tramos de la curva de capacidad.
- Una implicación importante y nueva de este hecho es que en el caso de análisis probabilistas masivos, proceder con ajustes automáticos de las curvas/espectros de capacidad individuales, mediante ajustes aproximados y poco precisos, puede llevar a interpretaciones, desafortunadas cuando no erróneas, sobre la distribución estadística de los parámetros de ajuste, de forma que las curvas definidas mediante, por ejemplo valores medianos de los parámetros, no representan bien la curva mediana. Lo mismo ocurre con los percentiles 5 y 95.
- En estos casos, y en general, es preferible hallar las curvas de los percentiles que interese, partiendo de las curvas resultantes del empuje incremental (*Pushover*) y, si es el caso, proceder al ajuste del modelo paramétrico al nivel de precisión que interese. Así se ha procedido en esta tesis con el enfoque probabilista del análisis de los edificios *VUM* y *EDCR*. Además, la curva determinista se ha ajustado con un modelo de un solo tramo, pero también usando dos tramos, también con excelentes resultados.

8.3.4. EL MODELO DE DAÑO

- El estudio de edificios con curvas/espectros de capacidad de mayor complejidad que las de pórticos de hormigón armado estudiadas por Pujades et al. (2015), donde se propone un modelo de daño a partir de la degradación de rigidez secante y de la disipación de la energía, ha permitido observar que, cuando existen variaciones bruscas o súbitas de la pendiente de la curva de capacidad, la consideración en el modelo de daño de la degradación de la rigidez tangente mejora, de forma significativa, el ajuste de la curva de daño obtenida a partir del análisis dinámico. En este sentido se ha propuesto una modificación al modelo de daño de Pujades et al. (2015) que lo mejora, aumentando su adecuación a espectros de capacidad complejos, así como su robustez y versatilidad.

8.4. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Cualquier trabajo de investigación abre nuevas perspectivas y líneas de trabajo y éste no es una excepción. En este apartado se indican diversas inquietudes y líneas abiertas que se dejan como futuras líneas de interés y de investigación. Así, como un resultado adicional de esta tesis, se definen líneas futuras sobre las cuales se considera necesario investigar.

8.4.1. LA ACCIÓN SÍSMICA

- Al contar con las herramientas para determinar las diferentes medidas de intensidad, se considera interesante y factible su aplicación a mejorar las leyes de atenuación para Costa Rica o para la región centroamericana. En este sentido ya se han propuesto factores de posibles amplificaciones de los espectros de respuesta esperado cuando se tienen en cuenta aspectos como la direccionalidad y las respuestas espectrales máximas.
- Una contribución interesante de esta tesis es una propuesta que de algún modo modifica al trabajo de Baker y Jayaram (2008) para la selección y/o generación de espectros compatibles. En este sentido, se ha desarrollado una nueva matriz de correlación entre las respuestas máximas de los diferentes periodos, con base en la respuesta a señales monocromáticas. Esta matriz debe entenderse como una matriz de correlación mínima o intrínseca. Se considera de interés profundizar en esta línea de investigación desarrollando matrices de correlación para los espectros de zonas sísmicas específicas. Dados los datos disponibles, se propone realizar este tipo de estudios para zonas de Costa Rica y de Centroamérica. Los resultados de esta línea de investigación han de permitir mejorar la adecuación de las acciones sísmicas seleccionadas o simuladas con las características de las acciones sísmicas realmente esperadas en el lugar de estudio.

8.4.2. LAS ESTRUCTURAS

- La amplitud tal como se suele considerar en las ecuaciones predictivas del movimiento del suelo depende de la orientación del instrumento. En este sentido se han realizado estudios de direccionalidad en esta tesis. Pero, por otra parte, estudios recientes han puesto de manifiesto que la severidad del daño sufrido por un edificio depende también de la orientación del edificio con respecto a la acción. Este estudio se propone como línea de trabajo que dé continuidad a los estudios de direccionalidad. Concretamente se propone realizar una evaluación dinámica en la que se cuantifique el índice de daño y la deriva entre los pisos al considerar las posibles rotaciones no redundantes de las señales sísmicas como una combinación lineal de las señales originales.
- El éxito de los estudios de evaluación de daño en edificios existentes depende de cómo se alimentan los modelos mecánicos de las estructuras. En este sentido, en esta tesis se han explotado resultados experimentales sobre especímenes de paneles de mampostería reforzada de bloques de concreto. Es necesario más trabajo experimental que ha de redundar en un mejor conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales y de las incertidumbres involucradas, permitiendo una mejor definición de las correspondientes distribuciones de probabilidad y en una mejor acotación de la dispersión en los resultados. También se considera relevante incorporar a la calibración de modelos de histéresis la información y los resultados experimentales obtenidos.

- También se propone como línea de trabajo, realizar análisis de sensibilidad para definir las variables que más afectan el comportamiento estructural. Esto permitiría, entre otros beneficios, evaluar la necesidad de pruebas experimentales específicas que definan mejor el comportamiento de las variables con una mayor repercusión en la respuesta estructural.
- Los modelos de daño ensayados o propuesto en esta tesis, dependen de la acción sísmica considerada. Se considera un campo de investigación con un gran potencial el estudio de correlaciones entre el daño observado y propiedades relevantes de la acción sísmica. Las primeras variables candidatas a este tipo de estudio serían la duración y el número de ciclos, así como los efectos locales y de sitio en lugares de especial interés o riesgo.

8.4.3. EL MODELO PARAMÉTRICO

- La aplicación del modelo paramétrico, propuesto inicialmente por Pujades et al. (2015) a edificios de mayor complejidad estructural ha proporcionado excelentes resultados. Así pues, se considera relevante seguir aplicando modelos establecidos para las tipologías estudiadas aquí y en estudios previos, a diferentes tipologías estructurales. Ello ha de permitir avanzar en la robustez y versatilidad de los modelos y verificar si puede existir una correlación entre el valor de los parámetros de ajuste, particularmente de la log-normal que define la parte no lineal de la curva de capacidad, y la tipología estructural.

8.4.4. EL MODELO DE DAÑO

- Para calibrar los modelos de daño basados en análisis estático no lineal se ha visto que es importante la correlación entre los desplazamientos obtenidos de un análisis estático y de un análisis dinámico. Es importante investigar bajo qué condiciones hay buena consistencia entre estos desplazamientos.
- Se considera también pertinente y relevante calibrar los modelos de daño para diferentes tipos de edificios y para diferentes acciones. Ello abriría camino hacia la catalogación de los parámetros de los modelos de daño para su uso en aplicaciones que requieren evaluaciones masivas de edificios en estudios de riesgo sísmico a nivel urbano, regional o nacional.

REFERENCIAS

- Abbasnia, Reza, Davoudi, Alireza Tajik, y Maddah, Mohammad M. (2013). An adaptive pushover procedure based on effective modal mass combination rule. *Engineering Structures*, 52, 654-666. doi:10.1016/j.engstruct.2013.03.029
- Abrahamson, Norman A. (1988). Statistical properties of peak ground accelerations recorded by the SMART 1 array. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 78(1), 26-41.
- Abrahamson, Norman A., Silva, WJ, y Kamai, Ronnie. (2013). *Update of the AS08 Ground-Motion Prediction equations based on the NGA-west2 data set. Pacific Engineering Research Center Report*. Berkeley, California.
- Abrahamson, Norman A., y Youngs, RR. (1992). A Stable Algorithm for Regression Analyses using the Random Effects Model. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 82(1), 505-510.
- ACI Committee 318. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08)*. American Concrete Institute (Vol. 2007). doi:10.1016/0262-5075(85)90032-6
- Acuña, Daniel. (2014). *Efecto del detallado horizontal sobre el comportamiento de muros cortantes de mampostería de concreto*. University of Costa Rica.
- Acuña, Daniel, y Navas, Alejandro. (2013). Efectos de los emplames horizontales en el comportamiento de muros de mampostería (Spanish). En *XII Seminario de Ingeniería Estructural y Sísmica*. San José: CFIA.
- Akkan, Sinan, y Kale, Özkan. (2011). The high-frequency limit of usable response spectral ordinates from filtered analogue and digital strong-motion accelerograms. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, (January), 1387-1401. doi:10.1002/eqe
- Aktan, Ahmet E., y Bertero, Vitelmo V. (1984). Seismic Response of R/C Frame-Wall Structures. *Journal of Structural Engineering*, 110(8), 1803-1821. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:8(1803)
- Anderson, Donald, y Brzev, Svetlana. (2009). *Seismic Design Guide for Masonry Buildings*. (Gary Sturgeon, Bill McEwen, & Mark Hagel, Eds.). Toronto, Canada: Canadian Concrete Masonry Producers Association.
- Arias, Arturo. (1970). A measure of earthquake intensity. En *Seismic Design for Nuclear Power Plants* (pp. 438-483).
- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13*. Virginia: American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute.
- ASTM. (2011). *ASTM Standard E2126-11, Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings*. ASTM International. West Conshohocken, PA. doi:10.1520/E2126-11
- ASTM. (2016a). *ASTM Standard A615/A615M-16, Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*. ASTM International. West Conshohocken, PA. doi:10.1520/A0615_A0615M-16
- ASTM. (2016b). *ASTM Standard A706/A706M-16, Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement*. ASTM International. West Conshohocken, PA. doi:10.1520/A0706_A0706M-16
- ASTM. (2016c). *ASTM Standard C39/C39M-16, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. ASTM International. West Conshohocken, PA. doi:10.1520/C0039_C0039M-16

- ATC. (1985). *ATC 13: Earthquake Damage Evaluation Data for California*. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- ATC. (1996). *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- Baker, Jack W. (2011). Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(March), 322-331. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000215.
- Baker, Jack W., y Cornell, C.Allin. (2006). Which spectral acceleration are you using? *Earthquake Spectra*, 22(2), 293-312. doi:10.1193/1.2191540
- Baker, Jack W., Haselton, Curt B., Luco, Nicolas, Stewart, Jonathan P., y Zimmerman, Reid B. (2015). Updated ground motion spectral matching requirements in the 2015 NEHRP Recommended Seismic Provisions. En *6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* (p. 8). Christchurch.
- Baker, Jack W., y Jayaram, Nirmal. (2008). Correlation of Spectral Acceleration Values from NGA Ground Motion Models. *Earthquake Spectra*, 24(1), 299-317. doi:10.1193/1.2857544
- Benito, M. B., Lindholm, Conrad, Camacho, E., Climent, Álvaro, Marroquin, G., Molina, E., ... Talavera, E. (2008). A new evaluation of Seismic Hazard for the Central America Region in the frame of the RESIS II Project. En *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1-9). Beijing.
- Beyer, K., y Bommer, Julian J. (2006). Relationships between Median Values and between Aleatory Variabilities for Different Definitions of the Horizontal Component of Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(4A), 1512-1522. doi:10.1785/0120050210
- Binder, Kurt, y Heermann, Dieter W. (2010). *Monte Carlo Simulation in Statistical Physics. An Introduction*. doi:10.1007/978-3-642-03163-2
- Bolt, Bruce A. (1973). Duration of strong ground motion. *5th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Bommer, Julian J., Bénito, B., Ciudad-Real, M., Lemoine, A., López Menjívar, M., Madariaga, R., ... Rosa, H. (2010). The El Salvador earthquakes of January and February 2001 : context, characteristics and implications for seismic risk. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(5), 389-418. doi:10.1016/S0267-7261(02)00024-6
- Boore, David M. (2010). Orientation-Independent, Nongeometric-Mean Measures of Seismic Intensity from Two Horizontal Components of Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(4), 1830-1835. doi:10.1785/0120090400
- Boore, David M., y Atkinson, Gail M. (2007). *Boore-Atkinson NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and spectral ground motion parameters*. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Boore, David M., y Bommer, Julian J. (2005). Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(2), 93-115. doi:10.1016/j.soildyn.2004.10.007
- Boore, David M., y Goulet, Christine A. (2013). The effect of sampling rate and anti-aliasing filters on high-frequency response spectra. *Bulletin of Earthquake Engineering*. doi:10.1007/s10518-013-9574-9
- Boore, David M., Watson-Lamprey, Jennie, y Abrahamson, Norman A. (2006). Orientation-Independent Measures of Ground Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(4A), 1502-1511. doi:10.1785/0120050209
- Bozorgnia, Yousef, Abrahamson, Norman A., Al Atik, Linda, Ancheta, Timothy D., Atkinson, Gail M., Baker, Jack W., ... Youngs, Robert. (2014). NGA-West2 research project. *Earthquake Spectra*, 30(3), 973-987. doi:10.1193/072113EQS209M

- Brigham, E.Oran. (1974). *The Fast Fourier Transform* (1st ed.). Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall Inc.
- BSSC. (2009). *2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Washington, D.C.
- BSSC. (2015). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, FEMA P-1050* (Vol. I). Federal Emergency Management Agency.
- Campbell, Kenneth W., y Bozorgnia, Yousef. (2007). *Campbell-Bozorgnia NGA Ground Motion Relations for the Geometric Mean Horizontal Component of Peak and Spectral Ground Motion Parameters*.
- Carr, Athol J. (2003). RUAUMOKO The Maori God of Volcanoes and Earthquakes. Volume 3: User Manual for the 3-Dimensional Version. *Ruaukoko3D*. Christchurch: University of Canterbury.
- Celik, Ozan Cem, y Ellingwood, Bruce R. (2010). Seismic fragilities for non-ductile reinforced concrete frames - Role of aleatoric and epistemic uncertainties. *Structural Safety*, 32(1), 1-12. doi:10.1016/j.strusafe.2009.04.003
- CFIA. (2002). *Código Sísmico de Costa Rica 2002* (3a ed.). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- CFIA. (2011). *Código Sísmico de Costa Rica 2010* (4a ed.). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Chopra, Anil K. (2007). *Dynamics of Structures—Theory and Applications to Earthquake Engineering* (Third.). New Jersey: Prentice Hall.
- Chopra, Anil K., y Goel, RK. (1999). *Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems*. *Civil and Environmental*.
- Chopra, Anil K., y Goel, RK. (2001). Modal pushover analysis of SAC building. *Proceedings SEAOC Convention, San ...*
- Climent, Álvaro, Rojas, Wilfredo, Alvarado, Guillermo E., y Benito, Belén. (2008). Proyecto Resis II Evaluación de la amenaza sísmica en Costa Rica. *UPM*.
- Climent, Álvaro, Schmidt-Díaz, Victor, Hernández, Douglas A., Cepeda, Jose M., Camacho, E., Escobar, R., y Strauch, Wilfried. (2007). Strong-motion monitoring. En Guillermo E. Alvarado & J. Bundschuh (Eds.), *Central America: geology, resources, and hazards* (pp. 1-25).
- Cornell, C.Allin. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583-1606.
- Cosenza, Edoardo, y Manfredi, Gaetano. (2000). Damage indices and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2(1), 50-59. doi:10.1002/(sici)1528-2716(200001/03)2:1<50::aid-pse7>3.0.co;2-s
- D'Ayala, D., Meslem, A., y Vamvatsikos, D. (2014). Guidelines for analytical vulnerability assessment of low-to mid-rise buildings-Methodology.
- Delgado, Marcela, y Navas, Alejandro. (2011). Verificación de las propiedades de morteros de pega indicadas en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (Spanish). *Ingeniería*, 21(2), 13-29.
- Dimov, Ivan T. (2008). *Monte Carlo Methods for Applied Scientist*.
- Dobry, R., Boroschek, R., Crouse, C. B., Idriss, I. M., Joyner, W. B., Martin, G. R., ... Seed, R. B. (2000). New Site Coefficients and Site Classification System Used in Recent Building Seismic Code Provisions. *Earthquake Spectra*, 16(1), 41-67.
- Douglas, J. (2003). Earthquake ground motion estimation using strong-motion records: a review of equations

- for the estimation of peak ground acceleration and response spectral ordinates. *Earth-Science Reviews*, 61(1-2), 43-104. doi:10.1016/S0012-8252(02)00112-5
- Esquivel, J. C. (1992). Influence of some parameters on the inelastic earthquake response using different hysteretic models for reinforced concrete. En *Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Rotterdam*.
- Fajfar, Peter. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 993(February), 979-993.
- FEMA. (2000a). *FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Rehabilitation Requirements*. Washington, D.C.
- FEMA. (2000b). HAZUS ® 99 Estimated Annualized Earthquake Losses for the United States, (September).
- FEMA. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, FEMA 440. Federal Emergency Management Agency, Washington,* Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Florian, Aleš. (1992). An efficient sampling scheme: Updated Latin Hypercube Sampling. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 7(2), 123-130. doi:10.1016/0266-8920(92)90015-A
- Freeman, SA. (1998). The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design. En *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*. Paris.
- Freeman, SA, Nicoletti, JP, y JV, Tyrell. (1975). Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk- A case study of puget sound Naval shipyard, Bermerton, Washington. En *Proceedings of the US national conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley* (pp. 113–122). Oakland, CA.
- Geyskens, Philippe, Kiureghian, Armen Der, y Monteiro, Paulo. (1998). Bayesian prediction of elastic modulus of concrete. *Journal of Structural Engineering*, 124(12961), 89-95.
- Giberson, Melbourne Fernald. (1967). *The Response of Nonlinear Multi-story Structures Subjected to Earthquake Excitation*. Pasadena, California: California Institute of Technology.
- Guendel, F., y Protti, M. (1998). Sismicidad y sismotectónica de América Central. *Física de la Tierra*, 10(0214-4557), 19-51.
- Gutiérrez, Jorge A. (2012). Seismic Risk Prevention in Costa Rica: A Successful 39 Year Experience. En *XV World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa.
- Haach, VG, Vasconcelos, Graça, y Lourenço, PB Paulo B. (2009). Experimental analysis of reinforced concrete block masonry walls subjected to in-plane cyclic loading. *Journal of Structural Engineering*, 136(April), 452-462. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000125
- Hancock, Jonathan, y Bommer, Julian J. (2007). Using spectral matched records to explore the influence of strong-motion duration on inelastic structural response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(4), 291-299. doi:10.1016/j.soildyn.2006.09.004
- Hanks, Thomas C., y Kanamori, Hiroo. (1979). A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research B: Solid Earth*, 84(B5), 2348-2350. doi:10.1029/JB084iB05p02348
- Hart, G., y Priestley, M. J. N. (1989). *Design Recommendations for Reinforced Masonry Frames*. California: Structural Systems Research Project.
- Haselton, Curt B., Baker, Jack W., Bozorgnia, Yousef, Goulet, C., Kalkan, Erol, Luco, Nicolas, ... Tothong, Polsak. (2009). *Evaluation of ground motion selection and modification methods: Predicting median interstory drift response of buildings. PEER (2009/01)*.
- Haselton, Curt B., Bono, Stephen, Hachem, Mahmoud, Malley, Jim, Pujol, Santiago, Lafayette, West, ... Cedillos, Veronica. (2016). Guidelines on Nonlinear Dynamic Analysis for Performance-Based Seismic Design of Steel and Concrete Moment Frames. En *2016 SEAOC Convention* (pp. 1-10). Ka'anapali

Beach, Maui.

- Helton, J. C., y Davis, F. J. (2003). Latin hypercube sampling and the propagation of uncertainty in analyses of complex systems. *Reliability Engineering and System Safety*, 81, 23-69. doi:10.1016/S0951-8320(03)00058-9
- Hidalgo-Leiva, Diego A., Barbat, Alex H., Pujades, Lluís G., y Acuña, Daniel. (2016). Experimental analysis of in-plane shear strength of reinforced concrete masonry wall and its seismic behavior. En Claudio Modena, Francesca da Porto, & M. Valluzzi (Eds.), *16TH INTERNATIONAL BRICK AND BLOCK MASONRY CONFERENCE* (pp. 2295-2302). Padova: CRC.
- Huang, YN, Whittaker, AS, y Luco, N. (2011). *Establishing maximum spectral demand for performance-based earthquake engineering: collaborative research with the University at Buffalo and the USGS* (Vol. 80401). Reston, Virginia.
- Hurtado, J. E., y Barbat, a. H. (1998). Monte Carlo techniques in computational stochastic mechanics. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 5(October 1996), 3-29. doi:10.1007/BF02736747
- IDB. (2009). Midiendo Riesgo de Desastres. Recuperado el 18 de abril de 2016 de: www.iadb.orghttp://iadbdocs.iadb.org/wsdocs/getdocument.aspx?docnum=35372079
- Iman, Ronald L., y Conover, W. J. (1982). A distribution-free approach to inducing rank correlation among input variables. *Communications in Statistics - Simulation and Computation*, 11(3), 311-334. doi:10.1080/03610918208812265
- Jacob, Klaus H., y Pacheco, Javier. (1991). Seismology and Tectonics. *Earthquake Spectra*, 7(S2).
- Jayaram, Nirmal, Lin, Ting, y Baker, Jack W. (2011). A Computationally Efficient Ground-Motion Selection Algorithm for Matching a Target Response Spectrum Mean and Variance. *Earthquake Spectra*, 27(3), 797-815. doi:10.1193/1.3608002
- Joyner, WB, y Boore, David M. (1981). Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 71(6), 2011-2038.
- Kalkan, Erol, y Chopra, Anil K. (2010). Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures, 1-113.
- Kim, W. J., y Ang, AHS. (1992). Damage assessment of existing bridge structures with system identification. En *10th World Conference of Earthquake Engineering* (pp. 4887-4891). Madrid, Spain.
- Kottogoda, Nathabandu T., y Rosso, Renzo. (2008). *Applied Statistics for Civil and Environmental Engineers. Engineering*.
- Lagomarsino, Sergio, Penna, Andrea, Galasco, Alessandro, y Cattari, Serena. (2013). TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, 1787-1799. doi:10.1016/j.engstruct.2013.08.002
- Lantada, Nieves, Pujades, Lluís G., y Barbat, Alex H. (2008). Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Natural Hazards*, 51(3), 501-524. doi:10.1007/s11069-007-9212-4
- Linkimer, Lepolt, Arroyo, Ivonne, Mora, Mauricio M., Vargas, Alberto, Soto, Gerardo, Barquero, Rafael, ... Taylor, Magda. (2013). EL TERREMOTO DE SÁMARA (COSTA RICA) DEL 5 DE SETIEMBRE DEL 2012 (Mw 7,6). Spanish. *Revista Geológica de América Central*, 49, 73-82.
- Liu, Aizhen. (2001). *Seismic Assessment and Retrofit of pre-1970s Reinforced Concrete Frame Structures*. University of Canterbury, New Zealand.
- Madan, A., Reinhorn, AM, Mander, J. B., y Valles, R. E. (1997). Modeling of masonry infill panels for structural analysis. *Journal of Structural Engineering*, (October), 1295-1302.

- McGuire, Robin K. (2004). *Seismic Hazard and Risk Analysis* (First.). Oakland, CA: EERI.
- McKay, M. D., Beckman, R. J., y Conover, W. J. (1979). Comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. *Technometrics*, 21(2), 239-245. doi:10.2307/1271432
- Milutinovic, Zv, y Trendafiloski, Gs. (2003). Risk-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns. *Report to WP4: vulnerability of current buildings*.
- Minaie, E., Mota, M., Moon, FL, y Hamid, A. a. (2010). In-plane behavior of partially grouted reinforced concrete masonry shear walls. *Journal of Structural Engineering...*, (September), 1089-1097.
- Moya, Aarón. (2006). Nuevo Formato de Datos para el Laboratorio de Ingeniería Sísmica del Instituto de Investigaciones en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica. *Ingeniería*, 16(2), 63-74.
- MSJC. (2008). *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures*.
- Navas, Alejandro. (2007). Propiedades a Compresión de la Mampostería de Bloques de Concreto. (Spanish). *Ingeniería*, 17(2), 53-70.
- Navas, Alejandro, y Cordero, Mariela. (2013). Comportamiento en cortante de muros de mampostería con el refuerzo embebido en concreto colocado en las sisas de los bloques. (Spanish). *Ingeniería*, 23(1), 75-92.
- Navas, Alejandro, y Salazar, Julio César. (2014). Propiedades geométricas de los bloques y la mampostería de concreto (Spanish). *Ingeniería*, 24(2), 129-144.
- Newmark, NM, y Hall, WJ. (1969). Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. *Proceedings 4th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Newmark, NM, y Hall, WJ. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. (Mihran S. Agbabian, Ed.) EERI Monographs (First.). California: EERI.
- NIST. (2014). *Seismic Design of Special Reinforced Masonry Shear Walls: A Guide for Practicing Engineers*. Gaithersburg, MD.
- Olsson, Anders M. J., y Sandberg, Göran E. (2002). Latin Hypercube Sampling for Stochastic Finite Element Analysis. *Journal of Engineering Mechanics*, 128(1), 121-125. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2002)128:1(121)
- Olsson, Anders, Sandberg, Göran, y Dahlblom, Ola. (2003). On Latin hypercube sampling for structural reliability analysis. *Structural safety*, 25(1), 47-68.
- Otani, Shunsuke. (1974). Inelastic analysis of R/C frame structures. *ASCE J Struct Div*. ASCE.
- Pareja, Juan F., Papanikolaou, Vassilis, y Elnashai, Amr. (2005). *Limits of Applicability of Conventional and Adaptive Pushover Analysis for Seismic Response Assessment* Mid-America Earthquake Center. Mid-America Earthquake Center. Urbana-Champaign.
- Park, YJ, y Ang, AHS. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 11(4), 722-739.
- Paulay, T., y Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*.
- Pinzón Ureña, Luis Alejandro, Hidalgo-Leiva, Diego A., y Pujades, Lluís G. (2015). Medidas de intensidad sísmica independientes de la orientación del sensor: Aplicación a una base de datos con acelerogramas de Costa Rica, El Salvador y Nicaragua. *Revista de I+D Tecnológico*, 11(1), 55-67.
- Power, Maurice, Chiou, Brian, Abrahamson, Norman, Bozorgnia, Yousef, Shantz, Thomas, y Roblee, Clifford. (2008). An overview of the NGA project. *Earthquake Spectra*, 24(1), 3-21. doi:10.1193/1.2894833
- Productos de Concreto. (2016). Entrepisos Pretensado. En *Manual Técnico PC* (pp. 77-96). San José, Costa

Rica.

- Pujades, Lluís G., Vargas-Alzate, Yeudy F., Barbat, Alex H., y González-Drigo, José R. (2015). Parametric model for capacity curves. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(5), 1347-1376. doi:10.1007/s10518-014-9670-5
- Rashid, M. a., Mansur, M. a., y Paramasivam, P. (2002). Correlations between Mechanical Properties of High-Strength Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14(3), 230-238. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2002)14:3(230)
- RSN. (2009). El terremoto de Cinchona del jueves 8 de Enero de 2009. *Revista Geológica de América Central*, 40(1), 91-95.
- Rupakhety, R., y Sigbjörnsson, R. (2013). Rotation-invariant measures of earthquake response spectra. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 1885-1893. doi:10.1007/s10518-013-9472-1
- Saidi, M., y Sozen, Ma. (1979). *Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures*. Structural Research Series. Illinois: University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Satyarno, Iman. (2000). *Adaptative Pushover Analysis for the Seismic Assessment of Older Reinforced Concrete Buildings*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Schmidt-Díaz, Victor. (2010). Avances para estudios del riesgo sísmico a escala regional y local: aplicación a América Central y a la Bahía de Cádiz (Sur de España).
- Schmidt-Díaz, Victor. (2014). Ecuaciones predictivas del movimiento del suelo para América Central, con datos de 1972 a 2010. *Revista Geológica de América Central*, 50(1), 7-37.
- Seible, F., Priestley, M. J. N., Kingsley, Gregory R., y Kürkchübasche, A. G. (1994). Seismic Response of Full-Scale Five-Story Reinforced-Masonry Building. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(3), 925-946.
- Shahi, Shrey K., y Baker, Jack W. (2013). *NGA-West2 Models for Ground-Motion Directionality*. Berkeley.
- Stewart, Jonathan P., Abrahamson, Norman A., Atkinson, Gail M., Baker, Jack W., Boore, David M., Bozorgnia, Yousef, ... Sabol, Thomas a. (2011). Representation of Bidirectional Ground Motions for Design Spectra in Building Codes. *Earthquake Spectra*, 27(3), 927-937. doi:10.1193/1.3608001
- Stewart, Wayne Gavin. (1987). *The seismic design of plywood sheathed shear walls*. University of Canterbury, New Zealand.
- Thomos, George C., y Trezos, Constantin G. (2006). Examination of the probabilistic response of reinforced concrete structures under static non-linear analysis. *Engineering Structures*, 28(1), 120-133. doi:10.1016/j.engstruct.2005.08.003
- Tomažević, Miha. (1999). *Earthquake-resistant Design of Masonry Buildings*. London: Imperial College Press. doi:doi:10.1142/9781848160835_fmatter
- Tomažević, Miha, y Lutman, M. (1996). Seismic behavior of masonry walls: modeling of hysteretic rules. *Journal of structural engineering*, 1048-1054.
- Trifunac, MD, y Brady, AG. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), 581-626.
- Vamvatsikos, Dimitrios, y Cornell, C.Allin. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514. doi:10.1002/eqe.141
- Vamvatsikos, Dimitrios, y Cornell, C.Allin. (2005). Direct Estimation of Seismic Demand and Capacity of Multidegree-of-Freedom Systems through Incremental Dynamic Analysis of Single Degree of Freedom Approximation1. *Journal of Structural Engineering*, 131(4), 589-599. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:4(589)

- Vargas-Alzate, Yeudy F., Pujades, Lluís G., Barbat, Alex H., y Hurtado, Jorge E. (2013). Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 2007-2032. doi:10.1007/s10518-013-9468-x
- Vidic, Tomaž, Fajfar, Peter, y Fischinger, Matej. (1994). Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(5), 507-521. doi:10.1002/eqe.4290230504
- Voon, K. C., y Ingham, J. M. (2006). Experimental In-Plane Shear Strength Investigation of Reinforced Concrete Masonry Walls. *Journal of Structural Engineering*, 132(3), 400-408. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:3(400)
- Vořechovský, M., y Novák, D. (2009). Correlation control in small-sample Monte Carlo type simulations I: A simulated annealing approach. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 24(3), 452-462. doi:10.1016/j.probengmech.2009.01.004
- Vořechovský, Miroslav. (2008). Simulation of simply cross correlated random fields by series expansion methods. *Structural Safety*, 30(4), 337-363. doi:10.1016/j.strusafe.2007.05.002
- Watson-Lamprey, J. a., y Boore, David M. (2007). Beyond SaGMRotI: Conversion to SaArb, SaSN, and SaMaxRot. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5), 1511-1524. doi:10.1785/0120070007
- Weatherill, Graeme, y Burton, Paul W. (2010). An alternative approach to probabilistic seismic hazard analysis in the Aegean region using Monte Carlo simulation. *Tectonophysics*, 492(1-4), 253-278. doi:10.1016/j.tecto.2010.06.022
- Williams, Martin S., y Sexsmith, Robert G. (1995). Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A State of the Art Review. *Earthquake Spectra*. doi:10.1193/1.1585817